



TITLE:

フレキシブルな高次不静定橋梁の  
耐震設計に関する研究(  
Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

角谷, 務

---

CITATION:

角谷, 務. フレキシブルな高次不静定橋梁の耐震設計に関する研究. 京都大学, 1989, 工学博士

ISSUE DATE:

1989-11-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r7009>

RIGHT:

フレキシブルな高次不静定橋梁の  
耐震設計に関する研究

平成元年 6 月

角 谷 務

フレキシブルな高次不静定橋梁の  
耐震設計に関する研究

平成元年 6 月

角 谷 務

# 目次

第1章 緒論	1
1.1 道路橋の構造形式の変遷と耐震設計法の現状	1
1.2 本研究の目的と概要	2
参考文献	9
第2章 橋梁の地震応答解析に用いる入力地震動	10
2.1 概説	10
2.2 橋梁の地震応答解析に用いる入力地震動	12
2.3 地盤条件の異なる複数の橋脚に対する入力地震動	18
2.4 結語	26
参考文献	27
第3章 橋梁の地震応答解析における剛体基礎－地盤系のモデル化	28
3.1 概説	28
3.2 地震時地盤定数の推定	31
3.3 基盤入力による橋梁の地震応答解析手法	34
3.4 軸対称有限要素法による剛体基礎－地盤系のモデル化	46
3.4.1 軸対称有限要素法動的応答解析	46
3.4.2 振動試験による剛体基礎－地盤系・軸対称有限要素法モデル の適用性の検証	50
3.5 地震応答解析に用いる剛体基礎－地盤系の換算ばね	55
3.5.1 剛体基礎－地盤系の換算ばねの設定方法	55
3.5.2 剛体基礎－地盤系のモデル化の相違が地震応答解析に 及ぼす影響	58
3.6 有限要素法静的ばね定数と変形係数に基づくばね定数の比較	78
3.7 結語	86
参考文献	88



第4章 橋梁の地震応答解析における杭基礎－地盤系のモデル化	90
4.1 概説	88
4.2 地震応答解析に用いる杭基礎－地盤系の換算ばね	92
4.3 杭と地盤の動的相互作用を考慮した杭基礎－地盤系の換算ばね (その1)	101
4.3.1 有限長の杭基礎－地盤系換算ばね定数	101
4.3.2 半無限長の杭基礎－地盤系換算ばね定数	103
4.4 杭と地盤の動的相互作用を考慮した杭基礎－地盤系の換算ばね (その2)	113
4.5 結語	120
参考文献	121
第5章 振動試験による橋梁の地震応答解析モデルの検証	123
5.1 概説	123
5.2 橋梁の振動試験のシミュレーション手法	126
5.2.1 動的応答解析構造モデル	126
5.2.2 動的応答解析手法	126
5.2.3 振動試験による減衰定数の評価方法	128
5.3 高橋脚鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の振動試験結果のシミュレーション による動的応答解析法の検証	130
5.3.1 P <sub>0</sub> 橋脚振動試験結果の考察	131
5.3.2 P <sub>0</sub> 橋脚振動試験結果の考察	133
5.3.3 減衰定数の振幅依存性の検討	135
5.3.4 剛体基礎からなる鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の減衰特性に 関する考察	136
5.3.5 剛体基礎換算ばね定数の実験的検証	136
5.4 高橋脚鋼トラス橋の振動試験による動的応答解析法の検証	144
5.4.1 振動試験の概要	145
5.4.2 シミュレーション構造解析モデルの検討	145

5.4.3	起振機による振動試験結果の考察	146
5.4.4	ジャッキによる振動試験結果の考察	148
5.5	高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の振動試験による動的応答解析法の検証	155
5.6	結語	159
5.6.1	振動試験結果の考察	159
5.6.2	橋梁の減衰定数の振幅依存性に関する考察	160
5.6.3	橋梁の地震応答解析に用いる減衰定数の設定方法	160
5.6.4	巨大地震に対する断面の設計方法	162
5.6.5	地震時終局荷重が作用する部材のじん性の照査	163
参考文献		167
第6章	橋梁の地震応答解析における入力方法に関する考察	169
6.1	概説	169
6.2	多点入力による橋梁の地震応答解析手法	171
6.3	応答スペクトル解析による高次不静定橋梁の耐震設計の適用性について	173
6.3.1	高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋に対する加速度応答スペクトル解析の適用性	173
6.3.2	プレストレスト・コンクリート斜張橋に対する加速度応答スペクトル解析の適用性	175
6.4	橋梁の基盤入力地震応答解析による基礎と地盤の相互作用の影響の検討	201
6.5	修正震度法による高次不静定橋梁の耐震設計の適用性	210
6.5.1	修正震度法によるプレストレスト・コンクリート斜張橋の耐震設計の適用性	210
6.5.2	修正震度法によるプレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋の耐震設計の適用性	211
6.6	結語	214

参考文献	2 1 5
第 7 章 結論	2 1 6
参考文献	2 2 2
謝辭	2 2 3

## 第 1 章 緒 論

### 1. 1 道路橋の構造形式の変遷と耐震設計法の現状

橋梁に作用する地震外力に対処するため、道路橋では桁に作用する地震による橋軸方向の慣性力を 1 基の橋台または橋脚で支え、他の橋台または橋脚にはその慣性力が可動支承の摩擦力を除いて伝わらない構造形式（1 点固定方式）がこれまで多く採用されてきた。近年、長大橋では単純桁を何連か橋軸方向に並べると各橋脚上に伸縮装置が必要になり、それが自動車の走行性に好ましくないことと地震時に落橋しやすい構造であることから連続桁形式の 1 点固定方式が好んで採用されている。ところで、ここ数年、広大な U 字谷や河川、既存の道路、鉄道の上空を高く横過し、橋脚高が 30～50 m 程度の高橋脚群を下部構造として有する大規模な橋梁の建設が全国各地で必要になっている。また都市高速道路高架橋の建設においても各橋脚の大きさが制限される場合が多い。このような長大橋を望ましい連続桁形式とした場合、地震時の橋軸方向水平力をただ 1 基の橋台または橋脚で支えることは不可能な場合が多く、各橋脚でその水平力を分担させる（多脚固定）必要がある。また、ここ数年上部構造としてプレストレスト・コンクリート橋がめざましく採用されている。これは塗装の必要がないことと騒音の発生が極めて少ないことによるものであるが、上部構造は鋼橋に比べて重くなり、益々、各橋脚で地震時水平力を分担させる必要が生じ、プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋の出現となった。さらにプレストレスト・コンクリート技術の発展に伴い、その最大支間は延びる一方で、ここ 2、3 年プレストレスト・コンクリート斜張橋が全国各地で建設されている。これもいわば多脚固定橋の 1 種である。このようなフレキシブルな多脚固定橋はいずれも高次不静定橋梁であり、これまで我が国ではほとんど例のない橋梁形式である。

このようなフレキシブルな高次不静定橋梁に対して現在行なわれている耐震設計は修正震度法でまず断面を決めてから、動的応答解析を適用し必要とあらば断面を補強するかまたは変更する道路橋示方書耐震設計編<sup>1)</sup>に基づいた方法である。しかしながら、修正震度法と動的応答解析の断面力を比較するとプレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋、プレストレスト・コンクリート斜張橋ともその差はかなり大きい場合があることがこれまでの設計例よりわかる。<sup>2), 3), 4)</sup> これまでも比較的フレキシブルな道路橋には修正震度法で断面を決めた後、動的応答解析による照査が行なわれていたが、このような現象は見られなかった。<sup>5)</sup>それは橋梁が 1 点固定方式であり、1 自由度系理論に基づいた修正震度法が橋梁の動的特性を十分に再現していたからと思われる。

## 1. 2 本研究の目的と概要

本研究の目的はフレキシブルな高次不静定橋梁には修正震度法が妥当でない場合があることを明らかにし、それにかわる手法として簡便な地震応答解析による耐震設計法を提案することである。著者が意図する簡便な地震応答解析とは、次のようなものである。

(1) 橋梁の基礎－地盤系は、水平、回転、鉛直の3自由度を有するばね－質点系でモデル化する。対象とする基礎構造は、剛体基礎および杭基礎である。

(2) 橋脚および上部構造は曲げ変形を考慮した等価な梁で構成される骨組構造を集中質点系でモデル化する。

(3) 橋梁の減衰特性はモード減衰で表わす。モード減衰は上部構造、橋脚、基礎構造に対して個々に設定した減衰定数から求める。

(4) 橋梁の地震応答解析に用いる入力地震動は橋梁の代表点における基礎建設前の自然地盤の地震動の加速度応答スペクトルとする。

本論文では上述のような簡便な動的解析法の適用条件を、図－1. 1に示す手順で検討した。

本研究の概要を述べれば、以下のようである。

### 1. 2. 1

第2章ではフレキシブルな高次不静定橋梁を対象とした入力地震動について考察する。本論文では大きい地震動として東海地震によるものを想定し、その橋梁位置での加速度応答スペクトルを既往の研究より推定する。それは想定される地震のマグニチュード、震央距離および橋梁位置の地盤条件をパラメーターとして橋梁位置での地震動の加速度応答スペクトルを推定するものである。著者はフレキシブルな高次不静定橋梁の卓越周波数領域に着目して、このようにして推定した加速度応答スペクトルと既往の地震記録から高次不静定橋梁の地震応答解析に適用する想定東海地震動を求める方法について論じる。入力地震動としては後の章で入力方法の相違が応答に及ぼす影響を検討するため、基盤位置における地震波および基礎建設前の自然地盤の基礎位置における地震動を求める。しかし基盤位置の地震動については、基盤が明確でないため、便宜的な基盤として入力境界面を設定する方法について考察する。

### 1. 2. 2

第3章では橋梁の地震応答解析に必要な剛体基礎－地盤系のモデル化について考察する。

著者は剛体基礎－地盤系の動力学モデルとして周波数領域における軸対称有限要素法による動的解析法を提案し、現場における剛体基礎の振動試験よりその妥当性を検証している。しかし上述の方法はかなりの数値計算を必要とするので、橋梁耐震設計への適用性を図るため剛体基礎－地盤系を簡便な水平、回転および鉛直の3自由度を有するばね－質点系でモデル化することについて考察する。すなわち著者は3自由度の換算ばね定数の計算方法として前述の軸対称有限要素法動的応答解析における基礎－地盤系の換算ばねである周波数依存ばねが橋梁の応答に主たる影響を及ぼす低周波数領域では周波数に対して大きく変化していないことに着目し、周波数に依存しない一定値の3自由度ばね－質点系モデルに用いる換算ばね定数を提案する。このばね定数の適用性を検討するため、代表的な剛体基礎であるニューマチック・ケーソンを基礎構造とするプレストレスト・コンクリート斜張橋のタワー・ピアー系を対象に基礎－地盤系を3自由度ばね－質点系モデルとして地震応答解析した結果を基礎－地盤系を軸対称有限要素法でモデル化して地震応答解析した結果と比較し、3自由度ばね－質点系モデルの適用条件について考察する。

しかし上述の3自由度ばね－質点系モデルの剛体基礎－地盤系換算ばね定数を求めるには静的解析ではあるが、有限要素法動的応答解析において周波数依存ばねを求める場合と同様に、剛体基礎－地盤系を有限要素法でモデル化する必要があるため、3自由度ばね－質点系・剛体基礎－地盤系モデルの換算ばね定数を有限要素法を使用しないで、簡単に求める方法についても考察する。すなわち、基礎位置での地盤の載荷試験を行ないその変形係数を求め、それより地盤反力係数を計算し、剛体基礎に作用する地盤反力の静的な釣合いより求めた3自由度ばね－質点系モデルの剛体基礎－地盤系換算ばね定数（道路橋示方書の方法）の適用条件について考察し、この換算ばね定数をそのまま地震応答解析に使用することは問題があるが、数基の剛体基礎についてこの道路橋示方書に基づく換算ばね定数と有限要素法による3自由度ばね－質点系モデルの換算ばね定数を比較した結果、両者の間には相関性があることを明かにし、道路橋示方書に基づくばね定数から妥当な3自由度ばね－質点系モデルの換算ばね定数を簡単に求める方法を提案する。

### 1. 2. 3

第4章では橋梁の地震応答解析に用いる杭基礎－地盤系のモデル化について考察する。

著者は杭基礎－地盤系の動力学モデルとして既往の研究から、杭－地盤－杭の動的相互作用を考慮した弾性波動論による方法（グループ・パイル法）、または杭群をそれぞれ等価な径を有する円筒に置換し、等価円筒基礎－地盤系を有限要素法でモデル化する方法（

軸対称円筒モデル有限要素法)で地震応答解析に用いる杭基礎-地盤系の換算ばねを求める方法を提案する。

すなわち橋梁の地震応答解析において剛体基礎-地盤系を3自由度を有するばね-質点系で簡便にモデル化したのと同様に、著者はフーチング基礎底面中心における水平、回転および鉛直の3自由度を有するばね-質点系で杭基礎-地盤系をモデル化する方法について考察する。この3自由度ばね-質点系モデルの換算ばね定数の設定方法として、著者はグループ・パイル法または軸対称円筒モデル有限要素法における基礎-地盤系換算バネである周波数依存バネが剛体基礎-地盤系の場合と同様に橋梁の応答に主たる影響を及ぼす低周波数領域では、大きく変化していないことに着目し、周波数依存換算ばねから周波数に依存しない簡便な3自由度ばね-質点系モデルに用いる換算ばね定数を導入する。

ところで上述の換算ばね定数の設定方法とは別に、杭基礎-地盤系の3自由度ばね-質点系モデルの換算ばね定数の慣用的な評価方法としては、杭間隔が杭径の2.5倍以上あれば、杭と隣接する杭の相互作用の影響は小さいとして、単杭の杭頭ばね定数をフーチング基礎底面中心に集約して求める方法がある。著者は単杭の杭頭ばね定数の評価方法として、次に述べる2つの方法を用いる。

(1) 地盤の載荷試験による変形係数より求めた地盤反力係数を用いて杭に作用する地盤反力を計算し、杭頭の換算ばね定数を求める方法(道路橋示方書の方法)

(2) 単杭-地盤系を軸対称有限要素法でモデル化し、杭と地盤の静的な釣合いより杭頭の換算ばね定数を求める方法(単杭軸対称有限要素法)

上述の2つの方法によって杭頭ばね定数を求め、それらをフーチング基礎底面中心に集約して杭基礎-地盤系3自由度ばね-質点系モデルの換算ばね定数を計算し、前述したグループ・パイル法または軸対称円筒モデル有限要素法による3自由度換算ばね定数との比較を行なう。このようにして比較した結果に基づいて、道路橋示方書の方法により単杭のばね定数を評価し杭基礎-地盤系換算ばね定数を求める方法および単杭軸対称有限要素法により単杭の杭頭ばね定数を評価し杭基礎-地盤系換算ばね定数を求める方法の適用性について考察する。さらに著者は数基の杭基礎を対象にグループ・パイル法または軸対称円筒モデル有限要素法による3自由度換算ばね定数を求め、それを前述の道路橋示方書の方法により求めた杭基礎-地盤系換算ばね定数と比較することにより両者の間に相関性があることを明かにし、慣用的でかつ簡便な道路橋示方書の方法から橋梁の地震応答解析に使用する妥当な杭基礎-地盤系換算ばね定数を設定する方法を考察する。

## 1. 2. 4

第5章では、現場における橋梁の振動試験結果に基づいて、フレキシブルな高次不静定橋梁の耐震設計に用いる橋梁の簡便な動的応答解析手法、その構造モデルおよび減衰特性について考察する。

著者は橋梁の耐震設計に適用する動的応答解析手法として、現在最も一般的に用いられているモード解析法を採用する。その構造モデルとして剛体基礎－地盤系については第3章、杭基礎－地盤系については第4章で導入した簡便な水平、回転および鉛直の3自由度を有するばね－質点系モデルを提案してきたが、さらに本章では橋脚および上部構造についても簡便な等価梁を用いた集中質点系モデルを提案する。上述の橋梁動的応答解析手法およびその構造モデルの妥当性を検証するため、現場において高橋脚単体、高橋脚鋼トラス橋および高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋の振動試験を行ない、その応答曲線をモード解析法でシミュレーションすることにより、基礎－地盤系を3自由度のばね－質点系でモデル化し、橋脚および上部構造を集中質点系の等価梁でモデル化してフレキシブルな高次不静定橋梁の地震応答解析をモード解析法で行なう場合の適用条件について考察する。

著者は地震応答解析を行なう際の便宜を計るため、橋梁上部構造、橋脚および基礎－地盤系のそれぞれに対して減衰定数を設定することにより橋梁全体の減衰特性を評価する方法を採用する。前述したようにモード解析法で振動試験のシミュレーションを行ない、橋梁の減衰特性をモード減衰で評価するため、既往の研究成果を適用してこのモード減衰より橋梁上部構造、橋脚および基礎－地盤系の部分構造の減衰定数を求め、各部分構造の減衰特性を論じる。

大きな地震動による橋梁の応答変位は振動試験の応答変位よりも大幅に大きいため、振動試験で求めた微小振幅域の減衰定数をそのまま地震応答解析に適用できるか否かは疑問である。著者は振動試験の範囲ではあるが比較的大きな応答変位を発生させることができる試験で求めた減衰定数とそれよりも小さな変位を生ずる試験で求めた減衰定数の値を比較することにより、減衰定数の振幅依存性について考察し、振動試験による減衰定数を実際の耐震設計に反映する方法を提案する。

## 1. 2. 5

第6章ではフレキシブルな高次不静定橋梁の地震応答解析に用いる地震動の簡便な入力方法および修正震度法がこのような橋梁に適用できるか否かについて考察する。



一般的な橋梁の地震応答解析における簡便な地震動の入力方法として各橋脚の地盤条件があまり変化していない場合、代表的な橋脚位置の基礎建設前の自然地盤の地震動の加速度応答スペクトルを入力とし、最大応答の2乗和平均を応答値として用いる方法（RSS法）が簡便な動的応答解析手法としてよく用いられる。著者はこの方法が高次不静定橋梁に対して適用できるか否かを検討するため、高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋、プレストレスト・コンクリート斜張橋を対象に、時刻歴地震応答解析を行ない、その結果を応答スペクトル解析で得られた結果と比較することにより応答スペクトル解析法の適用性について考察する。

しかし上述の構造モデルは基礎－地盤系を3自由度のばね－質点系でモデル化しているため、基礎と地盤の動的相互作用の影響は考慮していない。そこで前述のプレストレスト・コンクリート斜張橋を対象に基礎の下方に設定した基盤に地震波を入力して基盤より上方の地盤－基礎－橋脚－上部構造全体系を一括して時刻歴応答解析することにより基礎と地盤の動的相互作用がフレキシブルな高次不静定橋梁の応答に及ぼす影響について検討する。

最後に静的な耐震設計法が高次不静定橋梁に適用できるかどうかについて検討する。橋梁の卓越周期の応答倍率を用いて設計震度を設定し、死荷重に設計震度を乗じた慣性力を水平方向に作用させる修正震度法がフレキシブルな橋梁に適用できるか否かプレストレスト・コンクリート斜張橋、プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋をモデルに検討する。

## 1. 2. 6

第7章では本研究によって得られた結果をまとめ、橋梁の地震応答解析を簡便に行なうための構造解析モデル、基礎－地盤系のモデル、減衰定数および動的解析法を提案する。さらに今後に残された問題点や展望について述べる。

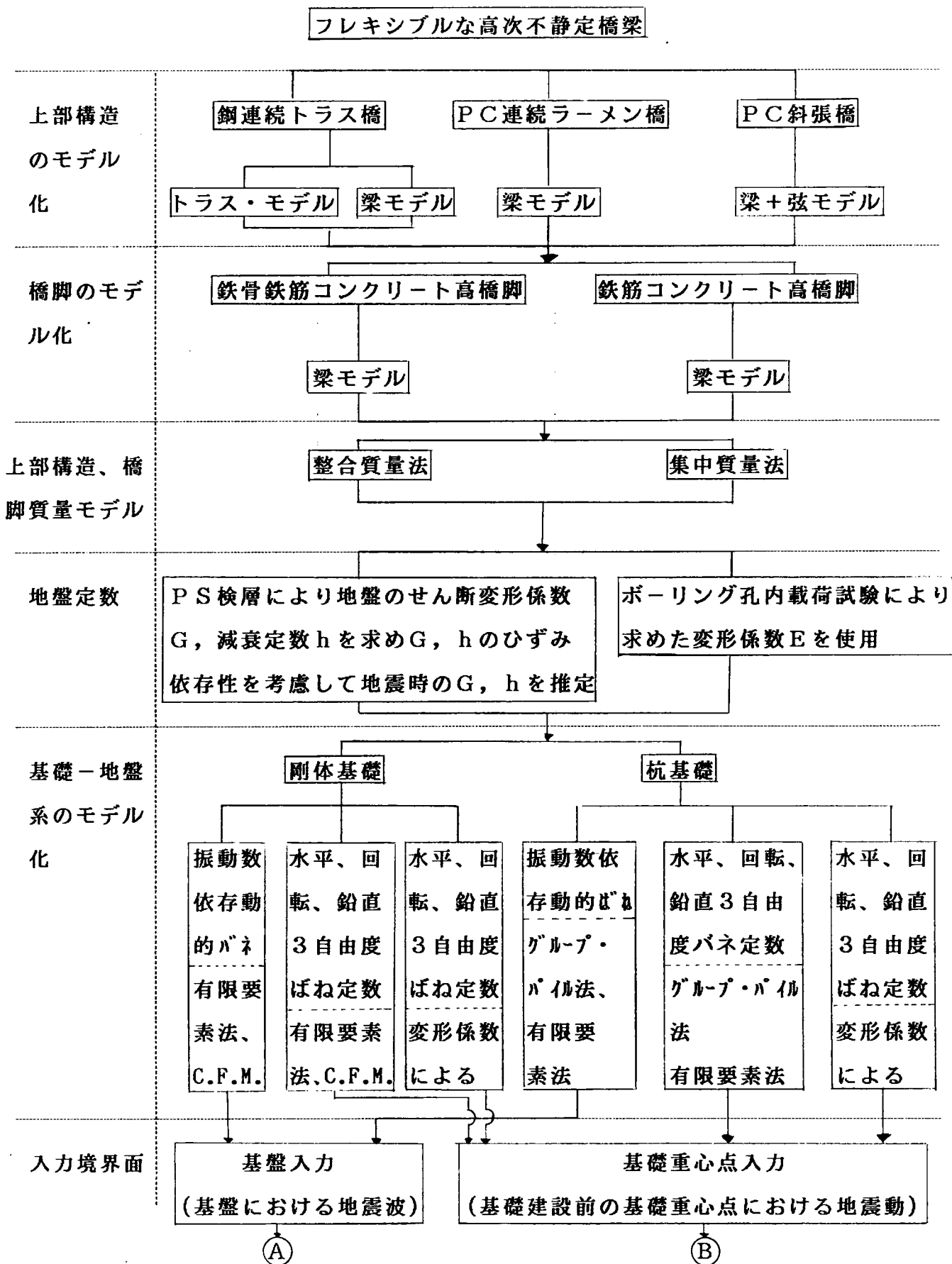
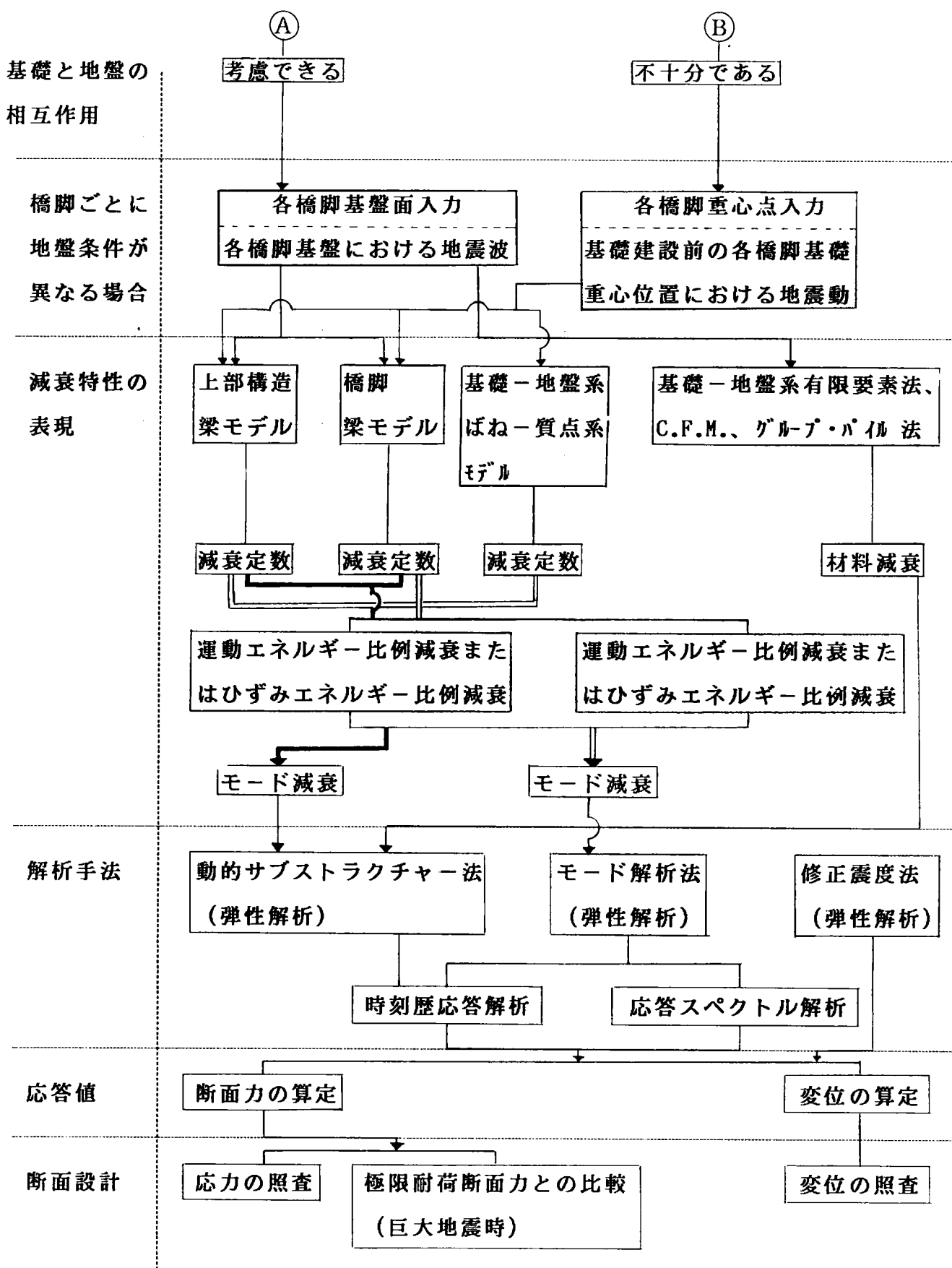


図-1. 1 検討したフレキシブルな高次不静定橋梁の耐震設計手順 (その1)



フレキシブルな高次不静定橋梁の耐震設計

図－１．１ 検討したフレキシブルな高次不静定橋梁の耐震設計手順（その２）

参考文献（第1章）

- 1) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、日本道路協会、昭和55年 5月
- 2) 新村忠・大川征治・桑沢庄次郎・中西弘視；関越自動車道 奥利根橋の設計・施工（上）、橋梁、1985年、8月号
- 3) 堀田晃・加藤光徳・立花充・川崎巖；布施田浦橋の計画と設計、橋梁と基礎、1988年6月号、pp. 11～19
- 4) 片渕弘晃・久我尚弘・曾川文次・中上昌二郎；呼子大橋の設計と施工計画、プレストレスト・コンクリート、1987年1, 2月号、pp. 56～69
- 5) 新村忠・大川征治・桑沢庄次郎；関越自動車道 永井川橋の設計と施工、橋梁と基礎、1986年、4月号、pp. 13～20

## 第2章 橋梁の地震応答解析に用いる 入力地震動

### 2.1 概説

本章では、橋梁の地震応答解析を行なう時に必要となる入力地震動について考察する。地震波には周知のようにP波（縦波）、S波（せん断波）および表面波がある。このうちP波は地表面近くでは主として上下方向に振動し、鉛直方向の地震動が橋梁の応答に及ぼす影響は小さい。<sup>1)</sup> 表面波の周波数成分には1～0.1Hzの低周波数で振動するものもあるので、表面波は本論文で対象とするフレキシブルな高次不静定橋梁の地震応答に影響を及ぼす可能性があるが<sup>2)</sup>、本論文では橋梁の耐震設計上最も重要な地震波の1つであるせん断波による応答を考える。地震動の橋梁への入力方法の相違が橋梁の動的特性に及ぼす影響を後章で検討するが、その時に必要となる次に示す基礎建設前の自然地盤の2種類の地震波を求めた。

(a) 基礎の鉛直下方の基盤位置における地震波

(b) 基礎近辺の地盤条件のみを考慮した基礎位置の地震動

ここに、(a)の基盤位置における地震波は、次の2つの目的のために用いる。

(1) 橋梁の個々の橋脚の地盤条件が異なる場合、各橋脚位置の基礎建設前の自然地盤の地震動を用いて多点入力地震応答解析を行なう必要があるが、橋脚基礎に入力する地震動は基盤位置における地震波を用いて自然地盤の応答解析を行なうことにより求める。

(2) 基礎と地盤の動的相互作用の影響を検討するため基盤に直接入力して地盤－基礎－橋脚－上部構造を一括して地震応答解析するための入力地震波として用いる。

また(b)の基礎近辺の地盤条件のみを考慮した基礎位置の地震動とは(1)の基盤位置の地震波を用いて自然地盤の応答解析を実施して求めた基礎重心位置の地震動の代わりに用いる簡便な入力波であり、その適用性を第6章で検討するために求める。

将来予想される大きい地震動として本論文では東海地震動を対象とする。東海地震については種々の学説があるが、駿河トラフの断層を震源とする石橋により提唱されているマグニチュード8の大地震を想定する。

2.2では(b)で述べた基礎近辺の地盤条件のみを考慮した基礎位置の想定東海地震動を求める。その第1段階としてまず距離減衰式を用いる。距離減衰式とは地震のマグニチュード、橋梁位置から震央までの距離、橋梁位置の地盤条件をパラメーターとして、過去の地震記録を統計処理して、橋梁位置の地震動の加速度応答スペクトルを与えるもので

ある。次に高次不静定橋梁の卓越振動数領域でこの想定東海地震動加速度応答スペクトルと振動数特性が類似した既往地震動のフーリエ振幅を調整してその加速度応答スペクトルを想定東海地震動加速度応答スペクトルと一致させることにより橋梁位置での想定東海地震動を求める。

2.3ではプレストレスト・コンクリート斜張橋の2基の主塔の橋脚基礎位置の地盤をモデルに(a)で述べた基盤位置における想定東海地震波の加速度応答スペクトルを2.2と同様な手法で求め、それを基盤に入力し基礎建設前の自然地盤の応答解析を行なうことにより各橋脚基礎位置の自然地盤の地震動を求める。これらを(2)で述べた個々の橋脚位置の地盤条件が異なる場合の各橋脚基礎に入力する地震動とする。

なお対象とする地盤では基盤を明確に定義することができないので、便宜的な基盤として3種類の深度の異なる入力境界面を設定して、重複反射理論により自然地盤の応答計算を行ない便宜的な基盤の設定方法について考察する。

## 2. 2 橋梁の地震応答解析に用いる入力地震動<sup>3), 4)</sup>

大きい地震動を被る可能性がある橋梁として本論文では昭和53年に施行された「大規模地震特別措置法」に基づく「東海地震に係わる地震防災対策強化地域」内にある橋梁（図-2.1）を対象とし、その入力地震動を求める。

東海地震の予測には種々の学説があるが、本論文では石橋により提唱されている想定東海地震<sup>5)</sup>に着目している。石橋は大地震発生能力を持っているところとして未破壊域である空白地域の概念や過去の地震の史料に基づいて、東海地震は図-2.1に示すように駿河トラフの断層で発生し、そのマグニチュードは8であると推定した。断層は西に約20度傾き、幅約58km、長さ約115kmと想定されている。

橋梁位置における想定東海地震動の加速度応答スペクトルは建設省土木研究所により提案されている距離減衰式を使用して求めるものとする。距離減衰式は地震のマグニチュード $M$ 、橋梁位置から震央までの距離 $\Delta$  (km) および橋梁位置の地盤条件をパラメータとして過去の地震記録を統計処理して定式化したものであり、橋梁位置の加速度応答スペクトルは次式で与えられる。<sup>6)</sup>

$$S_A(T_k, M, \Delta, GC_i) = a(T_k, GC_i) \times 10^{b(T_k, GC_i)} \times (\Delta + 30)^c \quad (2.1)$$

ここに、 $S_A$  : 加速度応答スペクトル (gal) (減衰定数  $h = 5\%$ )

$T_k$  : 固有周期 (sec)

$GC_i$  : 地盤種別 ( $i = \text{I種}$  [道路橋示方書地盤種別では1種]、II種 [同2種、3種]、III種 [同4種])

である。また東海地震のマグニチュード $M = 8$ とし、対象地点から震央までの距離は80kmとする。 $a$ ,  $b$ ,  $c$ は固有周期 $T_k$  および地盤種別 $GC_i$  ごとに定められる係数で表-2.1のように与えられる。ただし、式(2.1)は回帰式上の外挿式であり、巨大地震時の震源近くのデータはほとんど含まれていない。

対象地点の地盤条件は、図-2.2に示すようにせん断波速度 $V_s$ は300 ~ 700m/secで堅固な地層に未固結な地層が介在しているので、地盤種別として、I種とII種の中間的なもの、つまりI種地盤の加速度応答スペクトルとII種地盤の加速度応答スペクトルの算術平均の加速度応答スペクトルを想定東海地震動加速度応答スペクトルとする。この加速度応答スペクトルを図-2.3に実線で示す。なお想定東海地震動加速度応答スペクトルはI種地盤とII種地盤の加速度応答スペクトルの算術平均値であることから、これを地盤条

件（Ⅰ種＋Ⅱ種）／2における加速度応答スペクトルと表現する。

想定東海地震動加速度応答スペクトルから対象地盤における想定東海地震動を求めるのに、加速度応答スペクトルの類似した既往実地震動を利用する。エル・セントロ・N－S成分波、八戸基盤変換波、T A F T・N－S成分波の加速度応答スペクトルが図－2. 3には併記してある。本論文ではフレキシブルな高次不静定橋梁の入力地震動に着目しているので、特に固有周期1～3秒でよい類似性を示す既往地震波を想定東海地震動作成のための基本波とする。図－2. 3によると、加速度応答スペクトルの大きさは若干異なるが、エル・セントロ・N－S成分波が固有周期1～3秒でよい類似性を示す。したがってここでは、想定東海地震動作成のための基本波としてエル・セントロ・N－S成分波を用いることにする。

基本波としたエル・セントロ・N－S成分波の加速度応答スペクトルと（Ⅰ種＋Ⅱ種）／2地盤における想定東海地震動の加速度応答スペクトルが図－2. 5（a）に併記してある。エル・セントロ・N－S成分波の加速度応答スペクトルは、想定東海地震動の加速度応答スペクトルよりも大きいので図－2. 4に示すフロー・チャートにしたがって、エル・セントロ・N－S成分波をデジタル化したのち、フーリエ変換しそのフーリエ振幅を繰返し計算により調整し図－2. 5（b）に示す目標加速度応答スペクトルである想定東海地震動加速度応答スペクトルに一致させた。基本波であるエル・セントロ・N－S成分波は図－2. 5（c）に示すように、最大加速度は313 galであるが、フーリエ振幅を調整し、目標加速度応答スペクトルに合わせた想定東海地震動の最大加速度は図－2. 5（d）に示すように232 galとなっている。またエル・セントロ・N－S成分波のフーリエ・スペクトルと想定東海地震動のフーリエ・スペクトルをそれぞれ図－2. 5（e）、図－2. 5（f）に示す。エル・セントロ・N－S成分波の卓越周波数は2 Hz近辺であるが、想定東海地震動の卓越周波数は1 Hz，4 Hz近辺にあり、エル・セントロ・N－S成分波のフーリエ振幅を調整して求めた想定東海地震動の周波数特性は基本波であるエル・セントロ・N－S成分波の周波数特性と異なっていることがわかる。



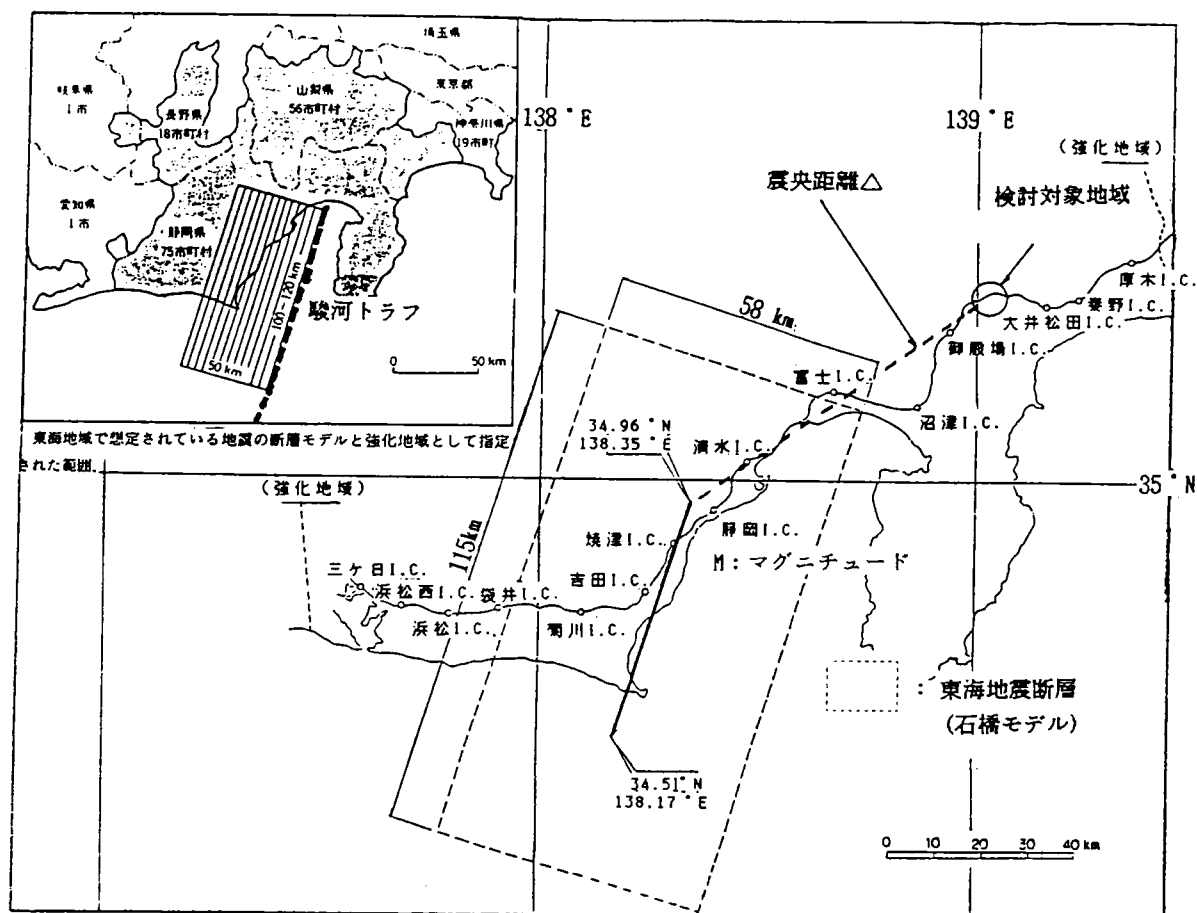


図-2. 1 石橋モデルによる想定東海地震

表-2. 1 距離減衰式における係数  $a$ ,  $b$ ,  $c$

固有 周期 (秒)	Ⅰ 種 地 盤		Ⅱ 種 地 盤		Ⅲ 種 地 盤		備考
	$a (T_k, GC_i)$	$b (T_k, GC_i)$	$a (T_k, GC_i)$	$b (T_k, GC_i)$	$a (T_k, GC_i)$	$b (T_k, GC_i)$	
0.1	2420	0.211	848.0	0.262	1307	0.208	重相 関係 数 $R=$ 0.90
0.15	2407	0.216	629.1	0.288	948.2	0.238	
0.2	1269	0.247	466.0	0.315	1128	0.228	
0.3	574.8	0.273	266.8	0.345	1263	0.224	
0.5	211.8	0.299	102.2	0.388	580.6	0.281	
0.7	102.5	0.317	34.34	0.440	65.67	0.421	$\log$ $U_{3a}$ の標 準偏 差 $\sigma =$ 0.261
1.0	40.10	0.344	5.04	0.548	7.41	0.541	
1.5	7.12	0.432	0.719	0.630	0.803	0.647	
2.0	5.78	0.417	0.347	0.644	0.351	0.666	
3.0	1.67	0.462	0.361	0.586	0.262	0.635	

$c = -1.178$



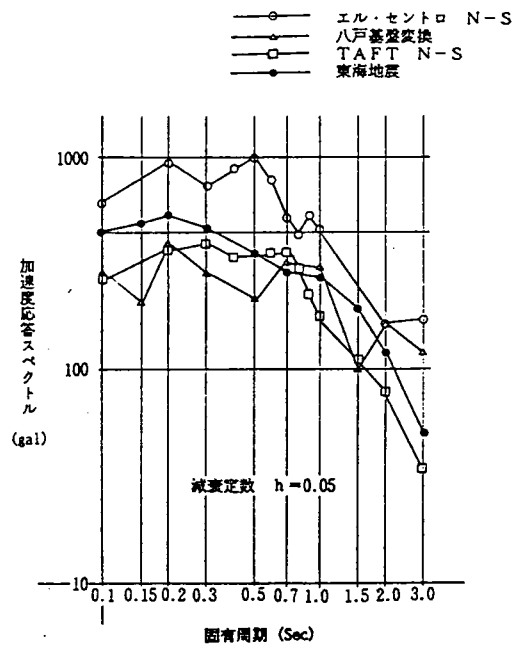


図-2.3 想定東海地震動、既往実地震動加速度応答スペクトル

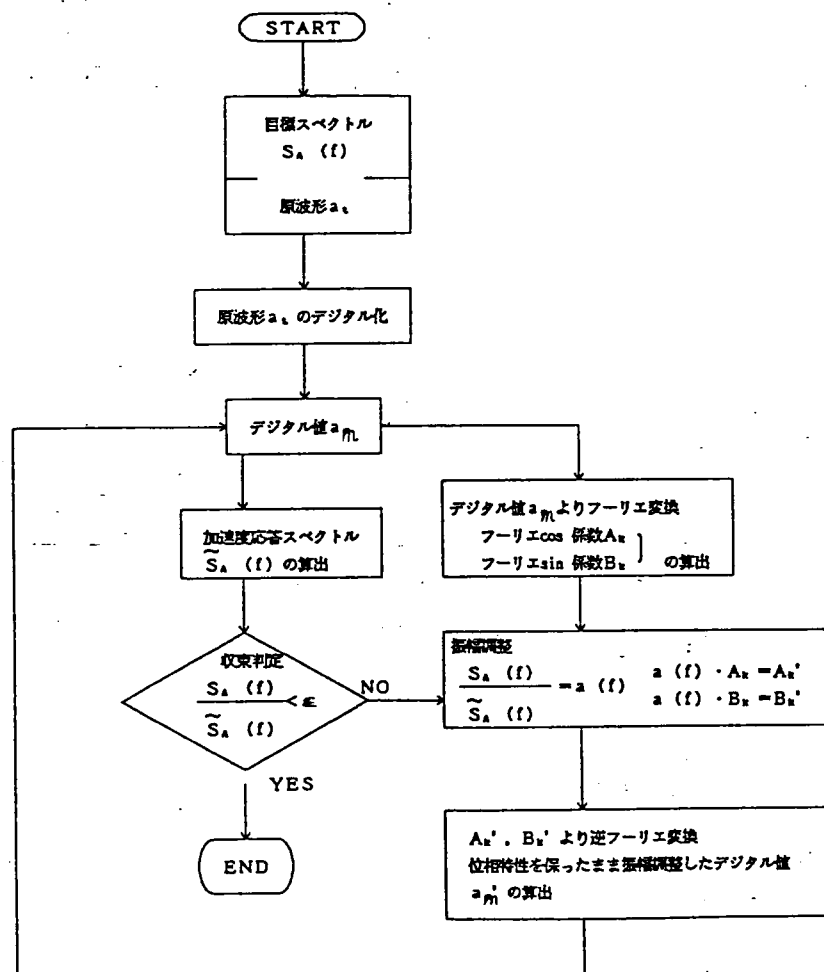
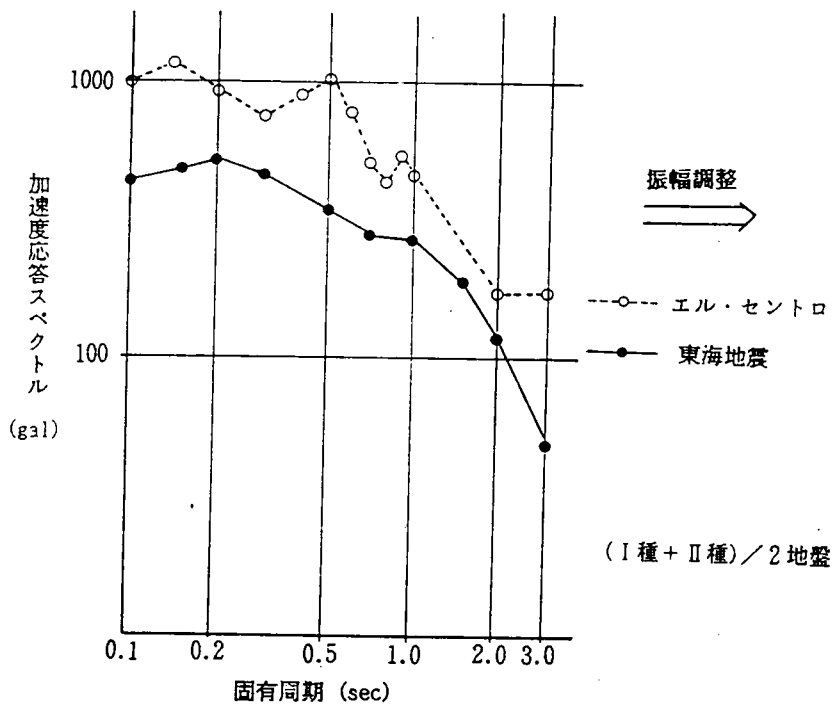
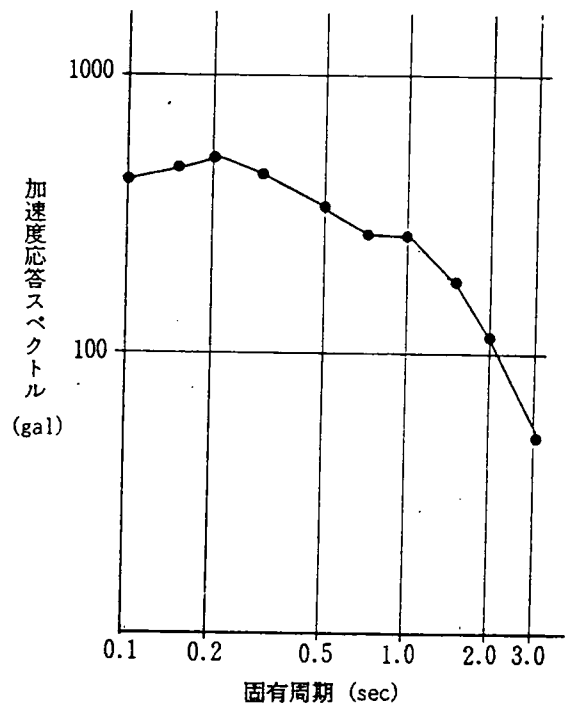


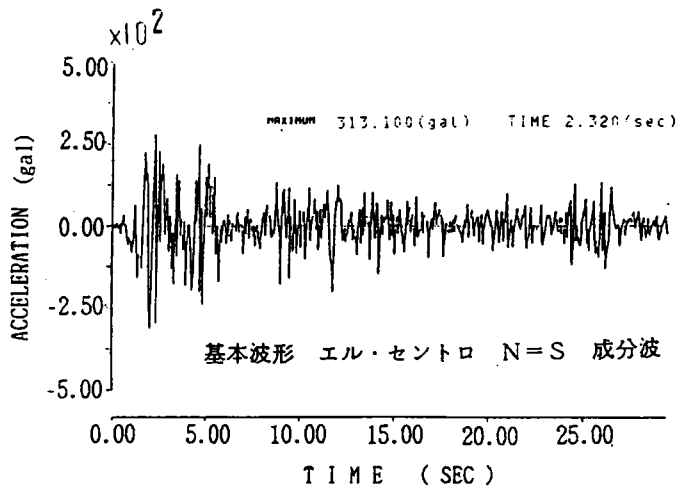
図-2.4 振幅調整により想定東海地震動を求めるフロー・チャート



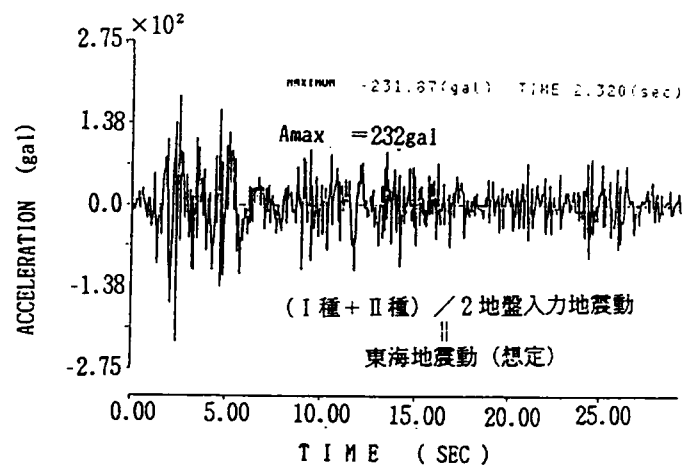
(a)



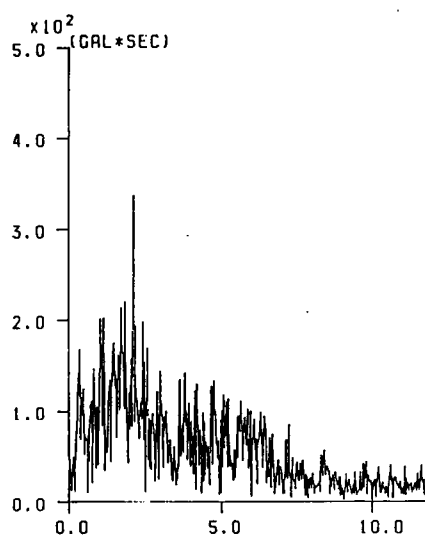
(b)



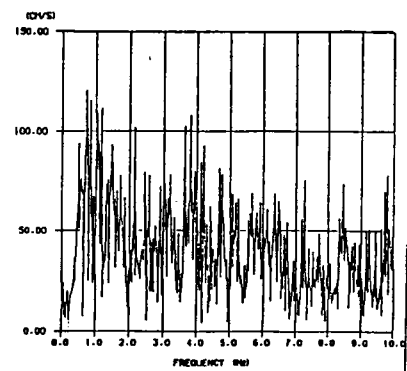
(c)



(d)



(e)



(f)

図-2.5 振幅調整による想定東海地震動の算出過程

## 2. 3 地盤条件の異なる複数の橋脚に対する入力地震動<sup>3), 4), 7)</sup>

本節ではプレストレスト・コンクリート斜張橋の2基の橋脚を対象に橋脚位置の地盤条件が互いに異なる場合の各橋脚基礎に入力する地震動を求める。これは後章でこの斜張橋の多点入力時刻歴応答解析を行なうためである。

プレストレスト・コンクリート斜張橋(図-2.6)の $P_1$ 橋脚、 $P_2$ 橋脚の地盤概要を表-2.2に示す。表中の初期せん断波速度 $V_{s0}$ は現場におけるPS検層による値である。初期せん断変形係数 $G_0$ は次式で求める。

$$G_0 = (\rho / g) V_{s0}^2 \quad (2.2)$$

ここに、 $\rho$ 、 $g$ はそれぞれ地盤の密度および重力加速度である。

表-2.2を見ると、 $P_1$ 橋脚基礎重心点より下方の地盤はほとんどの地層でせん断波速度 $V_{s0}$ は600m/sec以上であるのに対して、 $P_2$ 橋脚基礎重心点より下方の地盤はほとんどせん断波速度 $V_{s0}$ が400m/sec以上の地層で構成されている。このように両橋脚位置でかなり地盤条件が異なっているので、橋脚地盤条件の相違が橋梁の地震応答解析に及ぼす影響を第6章で研究するため、各橋脚ごとに入力地震動を作成する。

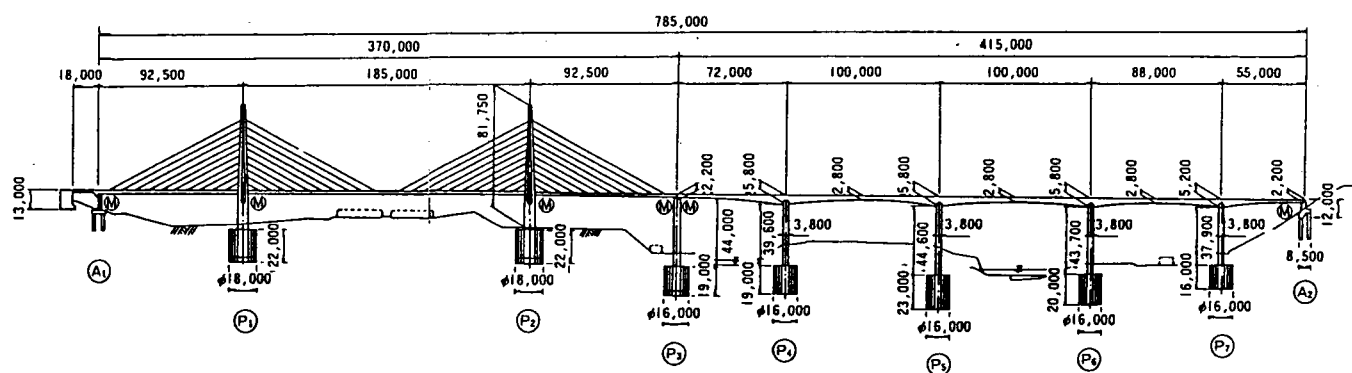
すなわち、 $P_1$ 、 $P_2$ 橋脚基礎位置の地盤を1次元の重複反射理論に基づいて線形応答解析し、地盤の有効ひずみ $\gamma_e$ を算出し地盤のせん断変形係数 $G$ 、減衰定数 $h$ のひずみ依存性を示す特性曲線より繰返し計算により地震時のひずみレベルに対応する地盤のせん断変形係数 $G$ 、減衰定数 $h$ を求め、それらの収束値を用いて各層での応答加速度を求める地盤の等価線形応答解析手法(SHAKE<sup>8)</sup>)を適用し、基礎建設前の自然地盤での各々の基礎重心位置での地震波を算出し、それらを入力地震動とする。SHAKEの計算過程を示すフロー・チャートを図-2.7に示す。なお当該地点の地盤は礫であり、SHAKEに用いる礫のせん断変形係数比 $G/G_0$ 、および減衰定数 $h$ のひずみ依存曲線として電力中央研究所の試験結果<sup>9)</sup>に基づいた図-2.8を用いる。これは当該地点で採取されたものではないが類似した地盤条件で行なわれた試験であるためその結果を採用した。

表-2.2によれば、基盤( $V_s \geq 700$ m/secとする)を明確に定義することが困難であるため、基礎底面より基礎直径の1倍18m(ケース1)、2倍36m(ケース2)および3倍54m(ケース3)の深さに入力境界面を設定してSHAKEを適用し、工学的に妥当と考えられる入力境界面すなわち便宜上の基盤面を求める。表-2.2中のケース1, ケース2, ケース3は、入力境界面の位置を示す。いずれの場合の入力境界面に対しても、地盤が未固結な洪積層であり岩と洪・沖積層の中間的な状態にあること、および安全側の入力を配慮

して、露頭基盤面（地表面）の地盤条件を（Ⅰ種＋Ⅱ種）／2として想定した東海地震動（図－2.5（d））を用いる。ただし、地表面では鉛直下方からの入力波が屈折波として全反射することから、基盤相当の入力基盤面では図－2.5（d）の東海地震動の振幅を1／2とする。このようにして設定した入力波は図－2.11，図－2.12の下段に示すように最大加速度112 gal の地震波となる。

入力位置を変化させた場合の $P_1$ ， $P_2$ 橋脚位置でのSHAKEにより求めた最大せん断ひずみ分布、せん断波速度（収束値）分布、減衰定数（収束値）分布を図－2.9，図－2.10に示す。硬い層には含まれた軟らかい層でせん断ひずみが大きく、したがってせん断波速度 $V_s$ は初期値より小さくなり減衰定数は逆に大きくなっていることがわかる。しかし、各ケースともさしたる差はない。 $P_1$ ， $P_2$ 橋脚ケース1～3の基礎重心点の地震波形（応答波）およびそのフーリエ・スペクトルを図－2.11，図－2.12に併記する。高周波数領域（短周期領域）で入力波に比べ応答が小さくなっている。これは表層地盤が軟らかいことにより、短周期成分が増幅されにくいことを意味している。また、入力境界面が浅いほど最大加速度応答が大きくなっていることがわかる。

図－2.11、図－2.12の下段に示す入力波による $P_1$ ， $P_2$ 橋脚のケース1～3の基礎重心点の加速度応答スペクトルを図－2.13，図－2.14に示す。 $P_1$ 橋脚位置の地盤は $P_2$ 橋脚位置の地盤より固いため、加速度応答スペクトルにもその差があらわれ、 $P_1$ 橋脚位置では固有周期が約0.2秒より短い領域で、また $P_2$ 橋脚では約0.5秒より短い領域でSHAKEによる基礎重心点における加速度応答スペクトルは入力境界面における入力波の加速度応答スペクトルより小さくなっている。しかしそれよりも長周期領域では（Ⅰ種＋Ⅱ種）／2の入力波の加速度応答スペクトルとほぼ一致している。このように、ケース1～3の基礎重心点における地震波は入力波に比べて、短周期領域で応答が小さい地震波である。しかしながら、ケース1～3の加速度応答スペクトルには入力境界面の位置の相違により顕著な差は見られないので、 $P_1$ ， $P_2$ 橋脚とも中間的な深さを有するケース2（地表面より56mの深さ）の入力境界面を便宜上の基盤とする。



(P1) (P2) 橋脚

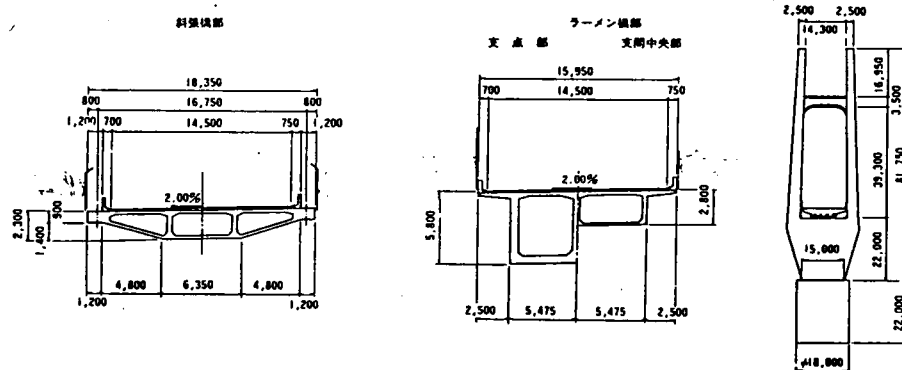


図-2.6 PC斜張橋一般図

表-2.2 プレストレスト・コンクリート斜張橋の基礎位置の地盤条件  
P<sub>1</sub> P<sub>2</sub>

地層No.	小分類	層厚 (m)	初期せん断波速度 $V_{10}$ (m/s)	初期せん断変形係数 $G_0$ (t/m <sup>2</sup> )	単位体積重量 $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	初期減衰定数 $h_0$ (%)
1	1	0.8	250	11480	1.8	1.0
2	2	3.0	350	26250	2.1	1.0
3	3	2.1	290	17165	2.0	1.0
4	4	6.8	650	90536	2.1	1.0
5	5	3.9	360	27771	2.1	1.0
6	6	5.4	640	87771	2.1	1.0
7	7	54.0	640	87771	2.1	1.0
8	8					
9	9					
10	10					
11	11					
12	12					
13	13					
14	14					
15	15					
16	16					
17	17					
18	18					

ケース1

ケース2

ケース3

地層No.	小分類	層厚 (m)	初期せん断波速度 $V_{10}$ (m/s)	初期せん断変形係数 $G_0$ (t/m <sup>2</sup> )	単位体積重量 $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	初期減衰定数 $h_0$ (%)
1	1	3.0	360	27771	2.1	1.0
2	2	12.0	530	60193	2.1	1.0
3	3	4.0	300	18367	2.0	1.0
4	4	3.0	440	41486	2.1	1.0
5	5	54.0	440	41486	2.1	1.0
6	6					
7	7					
8	8					
9	9					
10	10					
11	11					
12	12					
13	13					
14	14					
15	15					

ケース1

ケース2

ケース3

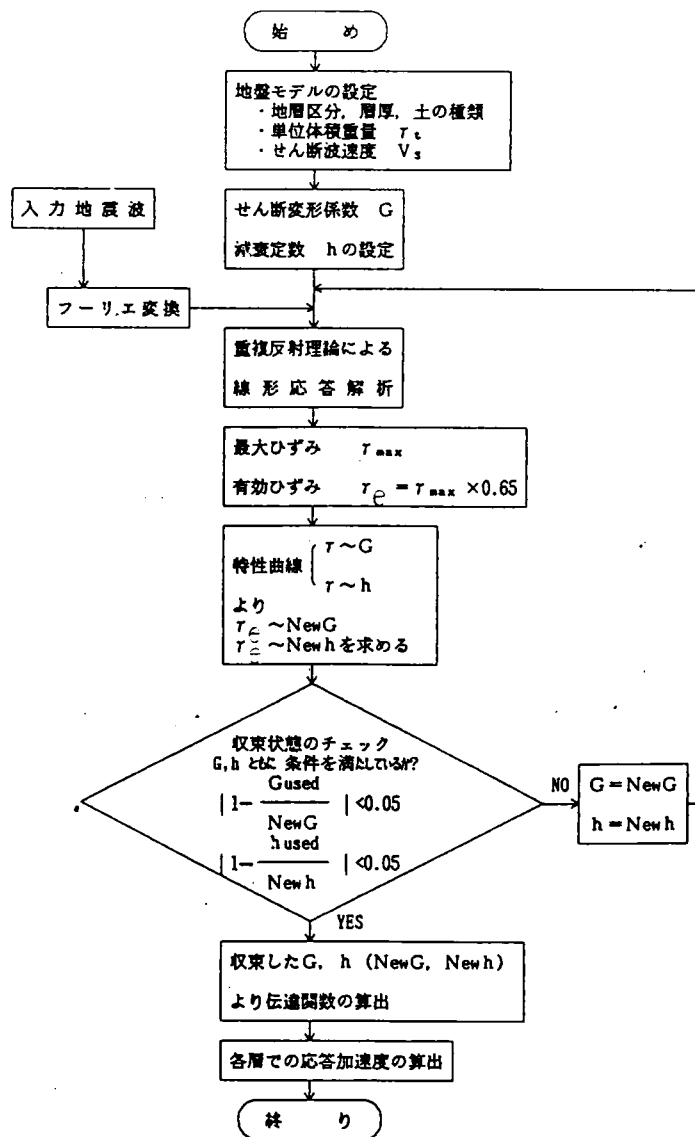


図-2.7 SHAKE計算過程フロー・チャート

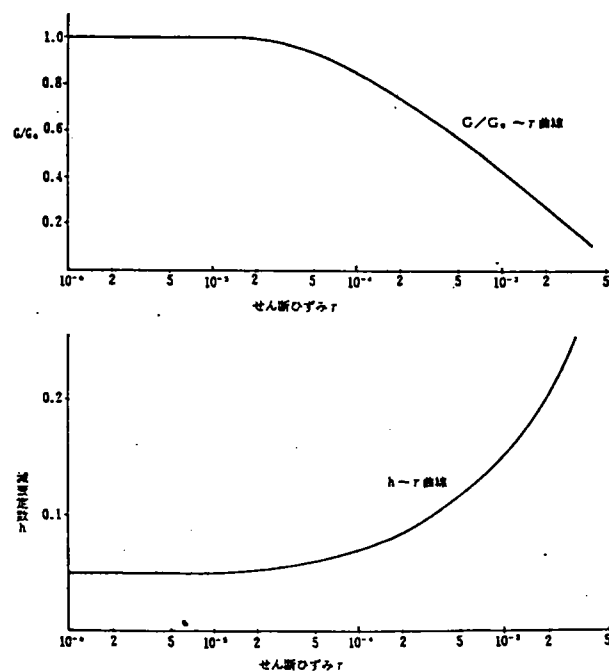
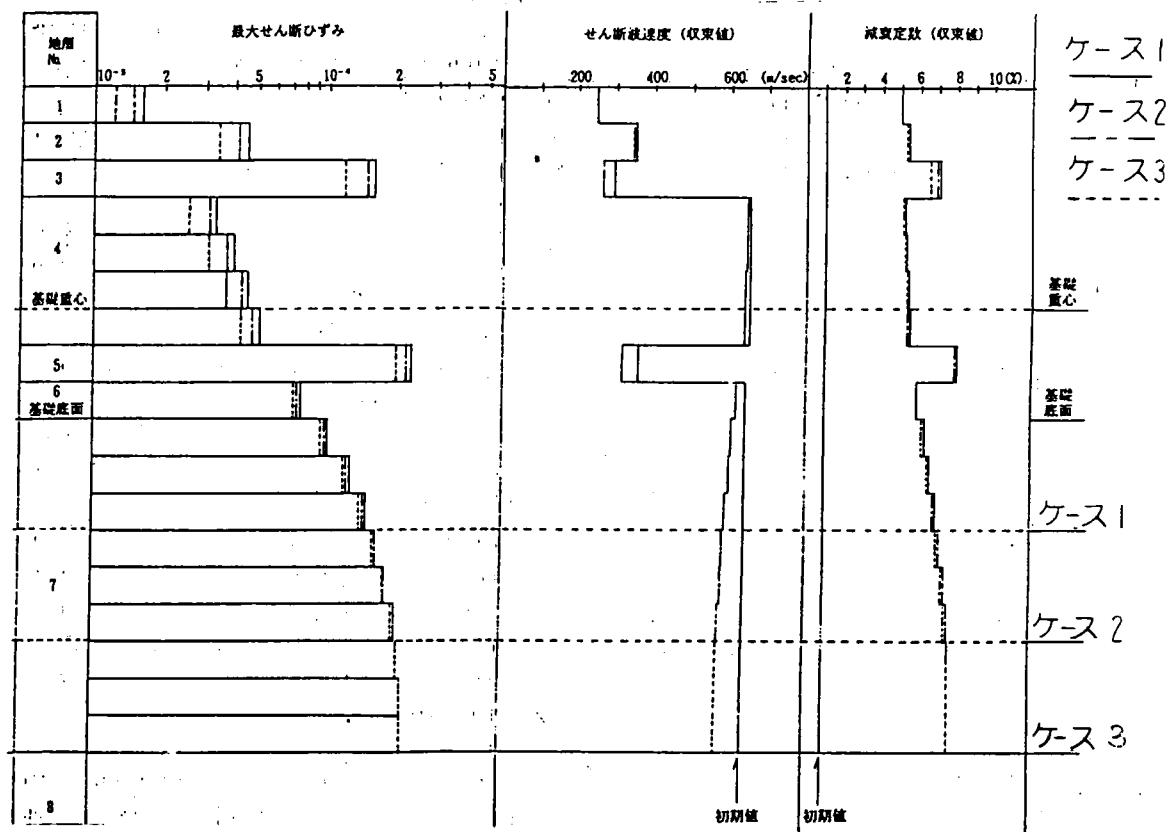
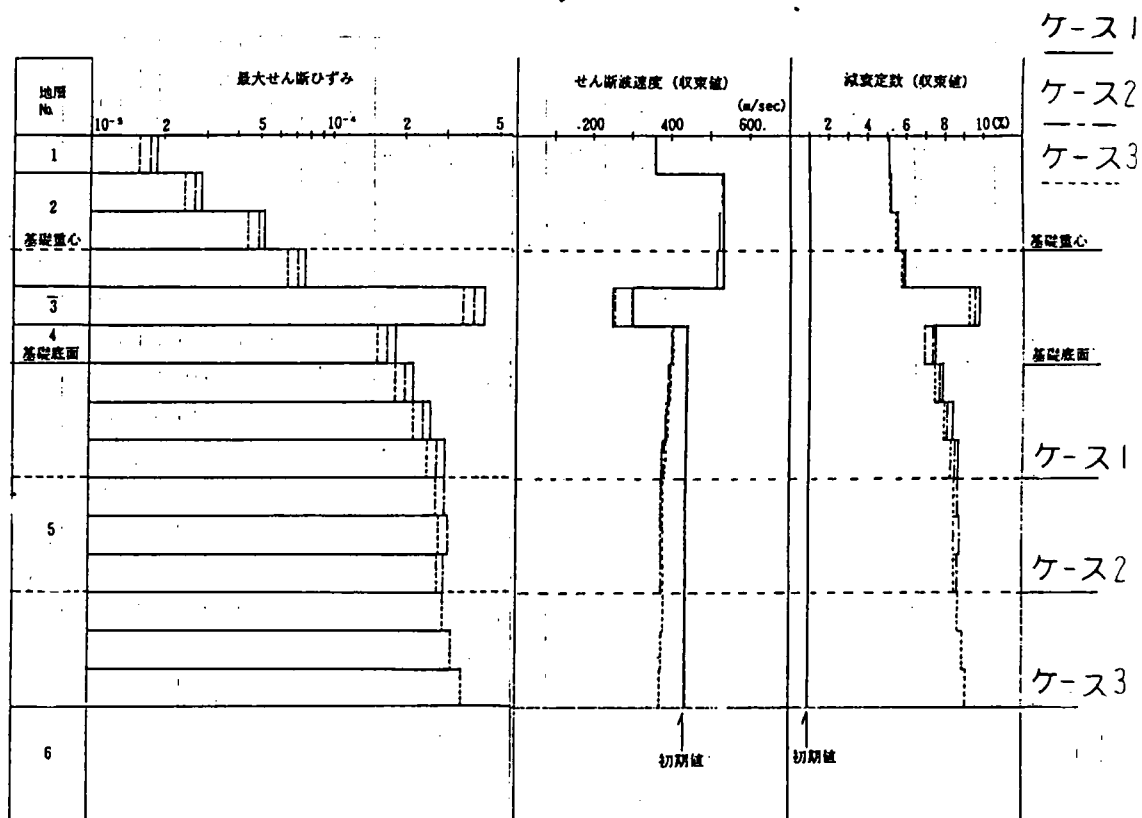


図-2.8 礫のせん断変形係数比  $G/G_0$ 、減衰定数  $h$  のひずみ依存曲線  
( $G_0$  : P S 検層レベルのひずみにおけるせん断変形係数)





図一2. 9 PC斜張橋P<sub>1</sub> 橋脚最大せん断ひずみ、せん断波速度、減衰定数



図一2. 10 PC斜張橋P<sub>2</sub> 橋脚最大せん断ひずみ、せん断波速度、減衰定数

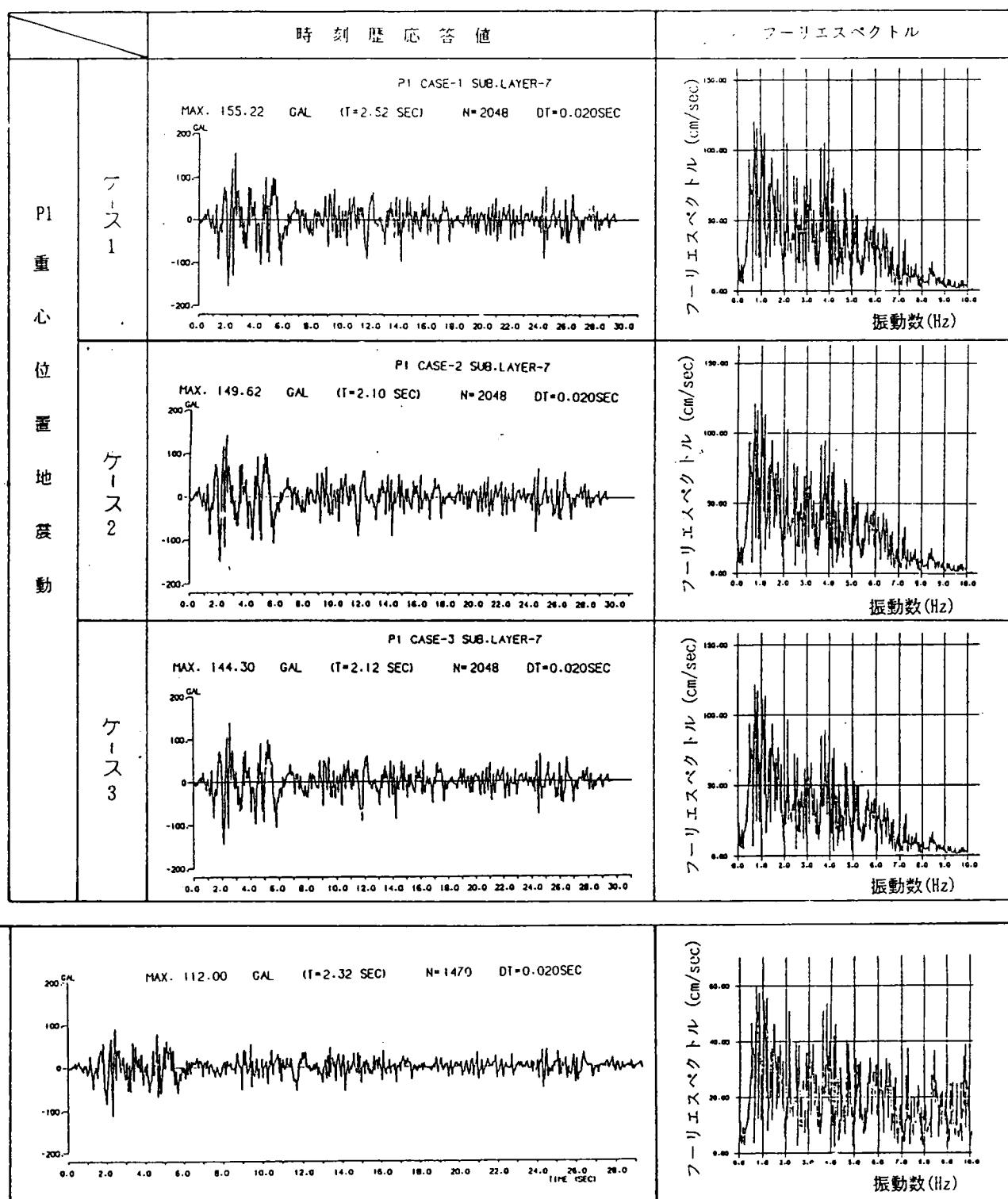


図-2.11 入力境界面を変化させたPC斜張橋のP<sub>1</sub>橋脚の基礎重心位置地震動

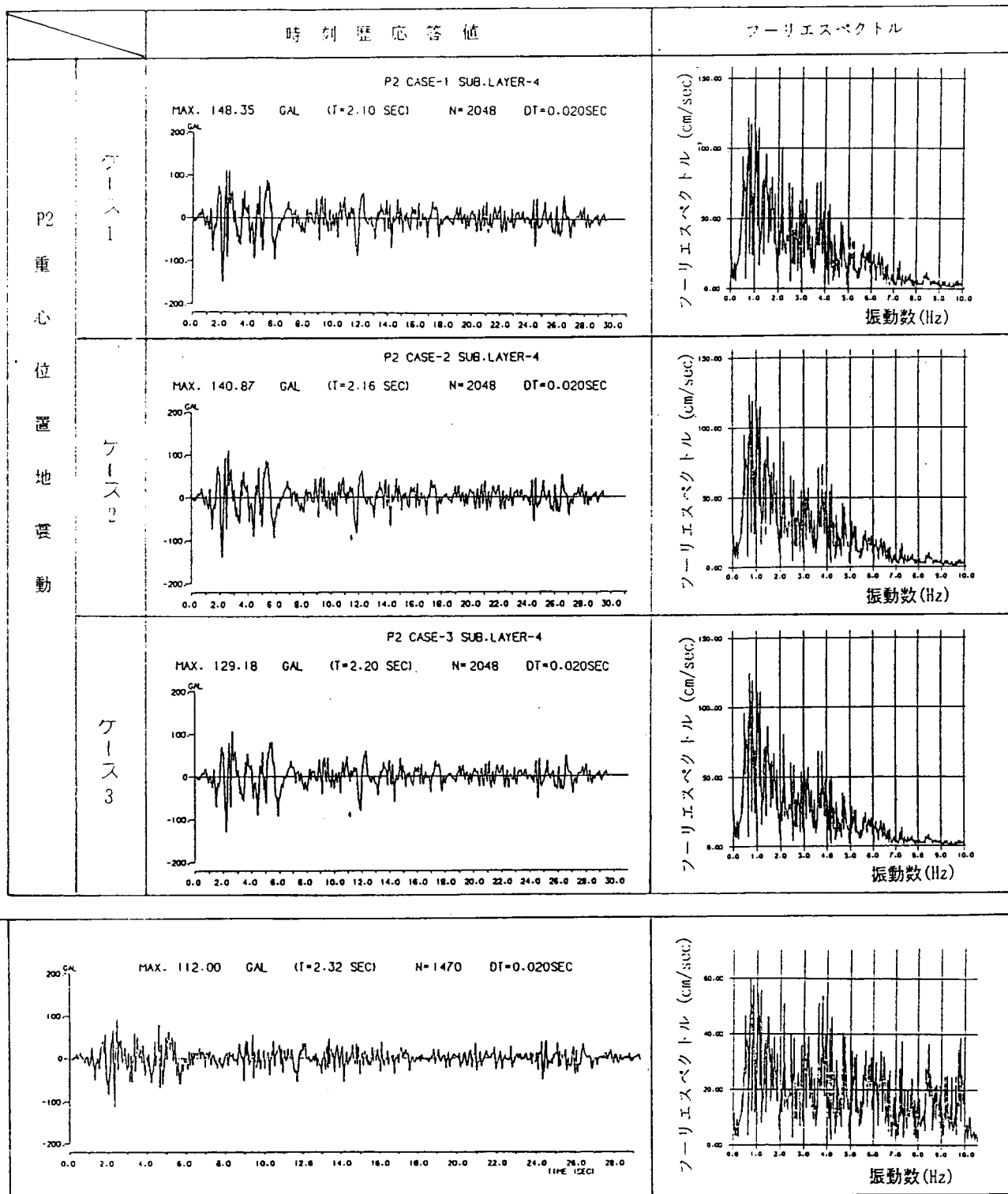


図-2.12 入力境界面を変化させたPC斜張橋のP<sub>2</sub>橋脚の基礎重心位置地震動

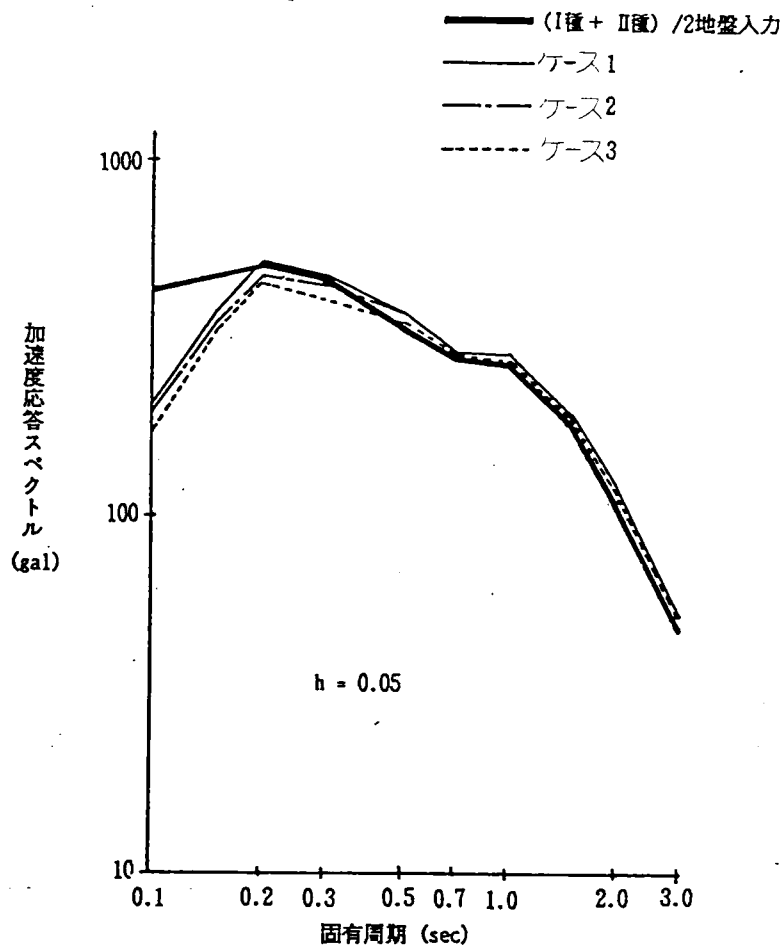


図-2.13 入力境界面を変化させたPC斜張橋の $P_1$ 橋脚位置の加速度応答スペクトル

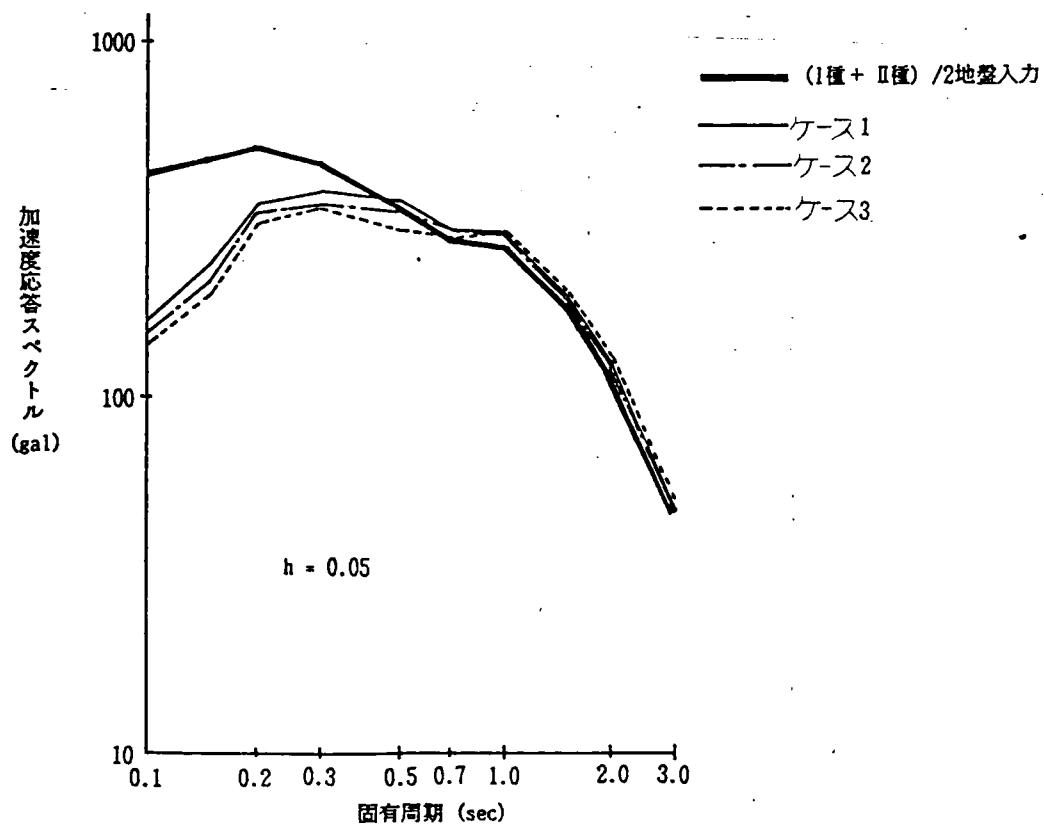


図-2.14 入力境界面を変化させたPC斜張橋の $P_2$ 橋脚位置の加速度応答スペクトル

## 2. 4 結語

本章で得られた結果を考察すると以下のようである。

- ①既存の地震波（基本波）を振幅調整することにより、想定した地震の加速度応答スペクトルに近づけ、想定地震動を求めた場合、想定した地震動の振動特性（たとえばフーリエ・スペクトル）は基本波のそれと異なっている。
- ②橋梁の動的応答解析を行なうにあたり、基盤面が明確でない場合でも、比較的良好な地盤（ $V_s = 400 \sim 600 \text{m/sec}$ 程度）では入力境界面をある程度の深さに設定すれば、地震動は入力境界面の深さに対してあまり変化しない。したがって、このような地盤では入力境界面を便宜上の基盤とみなすことができる。

参考文献（第2章）

- 1) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、pp. 26 日本道路協会、昭和55年5月
- 2) 島田三郎；長周期設計地震入力に関する基礎的研究、京都大学博士論文、昭和61年10月
- 3) 小野正二・角谷務・佐伯光昭；東名改築区間の長大橋梁の耐震設計について  
（その1）、昭和61年度土木学会第41回年次学術講演会概要集第1部  
pp. 1121～1122、1986年11月
- 4) 北川真・小宮正久・森敦；東名改築区間の長大橋梁の耐震設計について  
（その2）、昭和61年度土木学会第41回年次学術講演会概要集第1部  
pp. 1123～1124、1986年11月
- 5) 損害保険料率算定会；地震保険調査研究8－地震の断層モデルに関する研究－その1  
震源パラメーターの算出について [I] pp. 84、昭和59年3月
- 6) 建設省土木研究所資料第1993号；最大地震動および地震応答スペクトルの推定法  
（その4）最大加速度、速度、変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討、1983年3月
- 7) TAKEMIYA, H., KADOTANI, T., SAEKI, M., MORI, A.; SEISMIC ANALYSIS OF A CABLE STAYED  
3-SPAN CONTINUOUS BRIDGE WITH EMPHASIS ON SOIL-STRUCTURE INTERACTION,  
The Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wairakei, New Zeland  
pp. 201～212、Aug., 1987
- 8) 建設省土木研究所資料第1778号；地盤の地震時応答の数値解析法－SHAKE・  
DESRA、1982年2月
- 9) 緒方信英・安田正幸；礫を含んだ不攪乱土の動的変形特性、第17回土質工学研究発表会、pp. 1609～1612、昭和57年6月

## 第3章 橋梁の地震応答解析における 剛体基礎－地盤系のモデル化

### 3.1 概説

本章では橋梁の地震応答解析に必要な剛体基礎－地盤系のモデル化について考察する。橋梁は地盤から地震動を受けると振動するが、その振動により地盤にも変形が生じるので橋梁の地震応答解析には剛体基礎と地盤の動的相互作用を考慮する必要がある。動的相互作用を表わす振動モデルを大別すると次のようになる。

- 多質点系モデルによる連成振動解析
- 波動モデル
- 有限要素法による全体系解析
- 動的サブストラクチャー法

多質点系モデルによる連成振動解析のうち最も簡単な剛体基礎－地盤系のモデル化は橋梁の剛体基礎を1つの質点でモデル化し、水平動および回転動の2自由度を表現できる水平ばねおよび回転ばねを用いて地盤の影響を表現したものである（ばね－質点系モデル）。モデルが簡便であるためこれまで橋梁の動的応答解析に頻繁に用いられてきた。<sup>1)</sup> 入力地震動としては剛体基礎建設前の自然地盤の地表面での動きを用いることが一般的であるが、基礎が地盤に及ぼす影響を2自由度という限られた自由度で表現しているため、剛体基礎と地盤の相互作用をどの程度表現できるか検討の余地がある。また、近年根入れの深い剛体基礎が数多く建設されているが、剛体基礎が深い場合地表面の地震動と剛体基礎底面での地震波は異なるのでどのような地震波をばね－質点系モデルの入力として用いるか考察する必要がある。多質点系モデルにはその他、剛体基礎下方の土柱を多質点系で置換したモデル（直列質点系モデル<sup>2), 3)</sup>）や地盤を格子に分割してその交点に質点を配置したもの（格子モデル<sup>4)</sup>）がある。しかし直列質点系モデルでは土柱の有効な断面積の取り方が難しく、また格子モデルも自由度が膨大になり多大な計算時間を要する。

波動モデルは半無限弾性地盤上の剛体基礎を3次元波動論で解くもの<sup>5)</sup>であるが、成層地盤や地形の考慮が難しい。

有限要素法による全体系解析では地盤の成層性、地形条件を考慮でき、さらに剛体基礎とそれを取り巻く地盤からなる系の非弾性応答も表現できる。<sup>6), 7)</sup> しかし、有限要素法による全体系解析は大規模な橋梁では自由度が大きく莫大な演算時間が必要となる。

このような問題に対処するため本論文では動的サブストラクチャー法を用いて剛体基礎

ー地盤系の動的相互作用の程度をあらかじめ求めておき、これを構造物に作用する外力として取り扱うことにより演算時間の短縮を計る。<sup>8)</sup>この結果を簡便なばねー質点系モデルの結果と比較することによりばねー質点系モデルの適用性について考察する。

3. 2では剛体基礎ー地盤系のモデル化に用いる地震時の地盤のせん断変形係数 $G$ 、減衰定数 $h$ の推定方法について述べる。これは地盤のせん断変形係数、減衰定数は地盤のひずみによってその値が変化するため、地盤の $PS$ 検層に基づくひずみレベル $10^{-6}$ 程度の地盤定数 $G$ 、 $h$ を地震時のひずみレベル $10^{-4} \sim 10^{-3}$ におけるせん断変形係数 $G$ 、減衰定数 $h$ に補正しようとするものである。

3. 3では基盤入力による橋梁の地震応答解析を定式化する。これは地震波の入力位置（基礎重心位置、基盤面等）の相違が橋梁の地震応答に及ぼす影響を3. 5で検討するためである。本論文では基盤入力地震応答解析の手法として、剛体基礎ー地盤系を有限要素法でモデル化し、表層地盤の下方境界として基盤、側方境界として伝達境界を設定し、基盤に地震波を入力することにより、動的サブストラクチャーを用いて表層地盤ー基礎ー橋脚ー上部構造全体形を対象に地震応答解析する。

3. 4では剛体基礎ー地盤系を近似法として軸対称有限要素法でモデル化する方法について考察する。これは3次元有限要素法モデルを用いると解析が複雑となるためである。そのため、現場における剛体基礎の振動試験により得られた共振曲線を数値的にシミュレーションする方法として剛体基礎ー地盤系を軸対称有限要素法でモデル化することにより、その適用性を検証する。

3. 5では剛体基礎ー地盤系の換算ばね定数として、基礎と地盤の動的相互作用を精度を高めて表現できる周波数依存ばねを導入する。しかしこのばねを地震応答解析に使用すると計算量が多大となるため、簡便なばねとして基礎と地盤の静的な釣合いより求める換算地盤ばね、載荷試験による変形係数から計算した地盤反力係数から求める換算地盤ばね（道路橋示方書の方法）の適用性について検討する。すなわち、プレストレスト・コンクリート斜張橋タワー・ピアー系をモデルにこれら3種類の換算地盤ばねを用いて地震応答解析を実施し、解析結果を比較することにより簡便な換算地盤ばね定数の適用性について考察する。

3. 6では剛体基礎ー地盤系の換算ばねを簡便に求める方法について考察する。簡便な変形係数による剛体基礎ー地盤系換算ばねと基礎ー地盤系を有限要素法でモデル化し基礎と地盤の静的な釣合いより求めた換算地盤ばねとの比較を行ない、変形係数による換算ば



ねの適用方法について考察する。

3. 7では、これらの検討結果を踏まえて地震応答解析における剛体基礎－地盤系の簡便なモデル化の方法について論じる。

### 3. 2 地震時地盤定数の推定<sup>9)</sup>

地震波にはP波、S波および表面波があるが、本論文では2. 1で述べたように耐震設計上考慮すべき最も重要な地震波の1つであるS波による応答を考える。S波による地盤の応答は、地盤を構成する土のせん断変形係数Gおよび減衰定数hにより大きく変化する。これら2つの土の動的特性は、図-2. 8に示すように地震によって地盤内に生じるせん断ひずみの大きさによって変化するいわゆるひずみ依存性を呈することが明らかとなっている。

このため、基礎と地盤の間のばね定数を設定するにあたって地盤定数のひずみ依存性を考慮する必要があるが、その手法としては2. 3で用いた1次元の重複反射理論に基づく地盤の応答解析（解析プログラム、SHAKE）が考えられる。しかしながら、ここでは動的応答解析による橋梁設計を容易にするため、簡便な方法として地中構造物の耐震設計に用いる応答変位法<sup>10)</sup>による表層地盤の変位振幅を求め、これにより表層地盤のひずみレベルを想定し、G、hを設定することにする。

具体的な上記の考え方の適用として、図-3. 1にひずみレベル算出の手順を示す。ここでは、図-3. 2に示すように表層地盤を一様な一層系にモデル化し、表層地盤の地震時ひずみを求め、繰り返し計算によりG、hを設定するものである。この考え方は地盤の卓越振動モードが1次であると仮定し、高次モードの影響を無視して得られたものであるが、ひずみレベルのオーダーを把握するのには十分であろう。

地表面から深さzにおける変位およびひずみはそれぞれ次のように表わされる。

$$U_h(z) = (2/\pi^2) \cdot S_{v0} \cdot T_s \cdot \cos(\pi z/2H) \quad \text{--- (3. 1)}$$

$$U_h'(z) = (1/H\pi) \cdot S_{v0} \cdot T_s \cdot \sin(\pi z/2H) \quad \text{--- (3. 2)}$$

ここに、H(m)は表層地盤の厚さである。T\_s(sec)は表層地盤の固有周期であり、V\_s(m/sec)を表層地盤のせん断波速度とすれば、次式で表わされる。

$$T_s = 4H/V_s$$

S<sub>v0</sub>は表層地盤を1自由度系に置き換えた時の入力1000galに対する速度応答スペクトルS<sub>v</sub>(m/sec)に設計震度k<sub>h</sub>を乗じたもので、次式で表わされる。

$$S_{v0} = k_h \cdot S_v$$

またS<sub>v</sub>は加速度応答スペクトルS<sub>A</sub>(h=0.05)を用いて次のように表わされる。

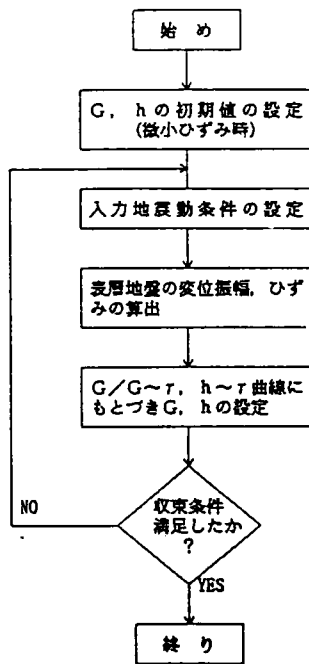
$$S_v = (T_s/2\pi) \cdot S_{A(h=0.05)} \cdot \zeta$$

ここに、S<sub>A(h=0.05)</sub>(m/sec<sup>2</sup>)は表層地盤を1自由度系に置き換えた時の減衰定

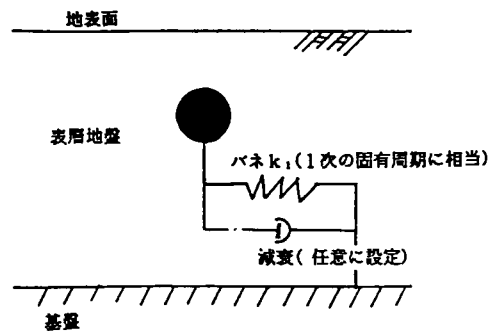
数5%の加速度応答スペクトルであり、 $\zeta$ は表層地盤の減衰定数についての補正係数であり、次式で与えられる。

$$\zeta = 1.5 / (40h + 1) + 0.5$$

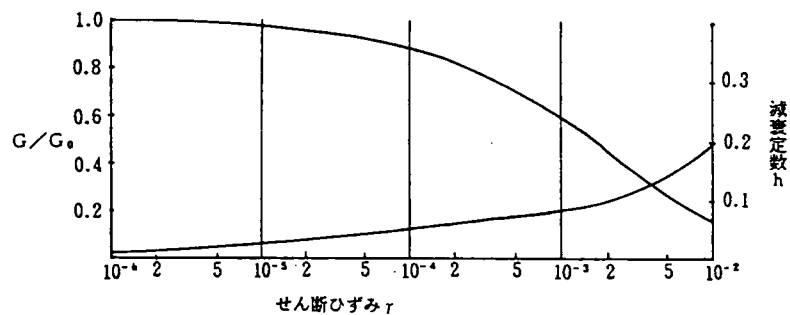
したがって、初期設定した $G$ 、 $h$ を用いて式(3.2)より初期のひずみを求め、 $G$ 、 $h$ のひずみ依存曲線を用いて次のステップの $G$ 、 $h$ を求める。この操作を繰り返し行ない $G$ 、 $h$ がある程度収束した時をもって、それらの値を入力地震動の応答スペクトル・レベルでの $G$ 、 $h$ とするものである。ただし、 $G$ 、 $h$ のひずみ依存曲線の適用にあたっては、各橋梁位置での地盤条件に応じたものをそれぞれ設定する。本論文で使用する礫質の $G$ 、 $h$ 補正曲線を図-2.8に示したが、さらにロームの $G$ 、 $h$ 補正曲線を図-3.3に示す。礫については電力中央研究所で実施された不攪乱資料に対する試験結果<sup>11)</sup>を参考に設定したもの、ロームについては「神奈川県地震被害想定地質地盤調査」<sup>12)</sup>で実施された試験結果を参考に設定したものを採用する。



図－3. 1 応答変位法による地盤の地震時ひずみ  
算出フロー・チャート



図－3. 2 応答変位法概念図



図－3. 3 ロームのせん断変形係数比  $G/G_0$ 、減衰定数  $h$  のひずみ依存曲線  
( $G_0$  : PS 検層レベルのひずみにおけるせん断変形係数)

### 3. 3 基盤入力による橋梁の地震応答解析手法<sup>9)</sup>

剛体基礎—地盤系の地震応答解析モデルを作成するにあたり、剛体基礎と地盤の相互作用の影響について検討する必要がある。本論文では剛体基礎—地盤系の動的復元力特性すなわち慣性力の影響を加味した動的剛性、動的減衰の周波数依存性、有効入力に着目する。このような検討を行なうため、ここでは基盤入力による地震応答解析を定式化する。剛体基礎—地盤系を有限要素法でモデル化し表層地盤の下方境界は基盤、側方境界は伝達境界とし、地震波は基盤に入力するものとする。解析は基礎構造とそれより上方の橋脚および上部構造をサブストラクチャー化して行なう。接続点において剛体基礎—地盤系の動的復元力特性、有効入力を求めた後、上部構造の解析を行なう手法である。この定式化は以下のように行なわれる。<sup>13), 20)</sup>

運動方程式は、 $[M]$  を質量行列、 $[C]$  を減衰行列、 $[K]$  を剛性行列、 $\{u\}$  を変位ベクトル、 $\{P\}$  を入力荷重ベクトルとすると、次のようになる。

$$[M] \{u\} \ddot{\phantom{u}} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{P\} \quad (3.3)$$

入力が調和振動の和として与えられると、変位、速度、加速度応答  $u$ ,  $\dot{u}$ ,  $\ddot{u}$  も対応する調和振動の和として次のように表わされる。

$$\{P\} = \sum \{P(\omega_n)\} \cdot e^{i\omega_n t} \quad (3.4)$$

$$\{u\} = \sum \{U(\omega_n)\} \cdot e^{i\omega_n t}$$

$$\{\dot{u}\} = \sum i \cdot \omega_n \cdot \{U(\omega_n)\} \cdot e^{i\omega_n t} \quad (3.5)$$

$$\{\ddot{u}\} = \sum -\omega_n^2 \{U(\omega_n)\} \cdot e^{i\omega_n t}$$

ここに、 $\Sigma$  は  $n$  に関する総和を表わす。したがって、任意の円振動数  $\omega_n$  に対する運動方程式は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} & (-\omega_n^2 [M] + i \cdot \omega_n [C] + [K]) \{U(\omega_n)\} \cdot e^{i\omega_n t} \\ & = \{P(\omega_n)\} \cdot e^{i\omega_n t} \end{aligned} \quad (3.6)$$

ところで、基礎—地盤系を図-3.4のようにモデル化した場合、周波数領域における運動方程式は、下部構造（基礎—地盤系）とそれより上の構造系（ここでは橋脚）の和として次のように表わされる（ $e^{i\omega_n t}$  は以後省略する）。

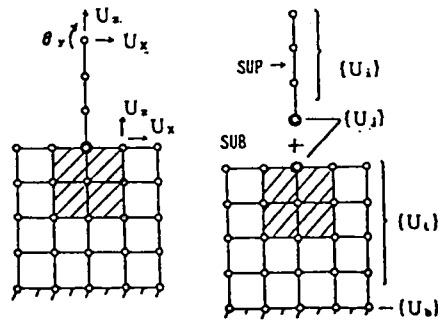


図-3.4 基礎-地盤系有限要素法モデル

$$\begin{aligned}
 & \left[ \begin{array}{cccc} M_{ii}^{sup} & M_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\ M_{ji}^{sup} & M_{jj}^{sup} + M_{jj}^{sub} & M_{j1}^{sub} & 0 \\ 0 & M_{1j}^{sup} & M_{11}^{sub} & M_{1b}^{sub} \\ 0 & 0 & M_{b1}^{sub} & M_{bb}^{sub} \end{array} \right] \\
 & + i \omega_n \cdot \left[ \begin{array}{cccc} C_{ii}^{sup} & C_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\ C_{ji}^{sup} & C_{jj}^{sup} + C_{jj}^{sub} & C_{j1}^{sub} & 0 \\ 0 & C_{1j}^{sup} & C_{11}^{sub} & C_{1b}^{sub} \\ 0 & 0 & C_{b1}^{sub} & C_{bb}^{sub} \end{array} \right] \\
 & + \left[ \begin{array}{cccc} K_{ii}^{sup} & K_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\ K_{ji}^{sup} & K_{jj}^{sup} + K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} & 0 \\ 0 & K_{1j}^{sup} & K_{11}^{sub} & K_{1b}^{sub} \\ 0 & 0 & K_{b1}^{sub} & K_{bb}^{sub} \end{array} \right] \begin{bmatrix} U_i (\omega_n) \\ U_j (\omega_n) \\ U_1 (\omega_n) \\ U_b (\omega_n) \end{bmatrix} \\
 & = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_1 (\omega_n) \\ P_b (\omega_n) \end{bmatrix} \quad (3.7)
 \end{aligned}$$

ここに、 $U_i$  は結合接点自由度を含まない基礎-地盤系より上方の変位、 $U_j$  は結合接点の変位、 $U_1$  は基礎-地盤系の変位である。また  $M^{sup}$ 、 $C^{sup}$ 、 $K^{sup}$  はそれぞれ基礎-地盤系より上方の質量行列、減衰行列、剛性行列を表わし、 $M^{sub}$ 、 $C^{sub}$ 、 $K^{sub}$  はそれぞれ基礎-地盤系の質量行列、減衰行列、剛性行列を表わす。なお、 $P_1 (\omega_n)$  は伝達境界面から基礎-地盤系に作用する外力であり、 $U_b (\omega_n)$  は地震動による基盤面の応答である。

式 (3.7) は次のように基礎-地盤系より上方の動的剛性行列  $[K^{sup}]$  と基礎-地盤系の動的剛性行列  $[K^{sub}]$  を用いて次のように表わされる。

$$([K^{sup}] + [K^{sub}]) \begin{bmatrix} U_i(\omega_n) \\ U_j(\omega_n) \\ U_1(\omega_n) \\ U_b(\omega_n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_1(\omega_n) \\ P_b(\omega_n) \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

ここに、 $[K^{sup}]$ ， $[K^{sub}]$  はそれぞれ次のように定義される。

$$[K^{sup}] = \begin{bmatrix} K_{ii}^{sup} & K_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\ K_{ji}^{sup} & K_{jj}^{sup} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = -\omega_n^2 \begin{bmatrix} M_{ii}^{sup} & M_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\ M_{ji}^{sup} & M_{jj}^{sup} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} - i\omega_n \begin{bmatrix} C_{ii}^{sup} & C_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\ C_{ji}^{sup} & C_{jj}^{sup} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ii}^{sup} & K_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\ K_{ji}^{sup} & K_{jj}^{sup} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$[K^{sub}] =$$

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} & 0 \\ 0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub} & K_{1b}^{sub} \\ 0 & 0 & K_{b1}^{sub} & K_{bb}^{sub} \end{bmatrix} = -\omega_n^2 \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_{jj}^{sub} & M_{j1}^{sub} & 0 \\ 0 & M_{1j}^{sub} & M_{11}^{sub} & M_{1b}^{sub} \\ 0 & 0 & M_{b1}^{sub} & M_{bb}^{sub} \end{bmatrix} + i\omega_n \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{jj}^{sub} & C_{j1}^{sub} & 0 \\ 0 & C_{1j}^{sub} & C_{11}^{sub} & C_{1b}^{sub} \\ 0 & 0 & C_{b1}^{sub} & C_{bb}^{sub} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} & 0 \\ 0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub} & K_{1b}^{sub} \\ 0 & 0 & K_{b1}^{sub} & K_{bb}^{sub} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

次に基礎—地盤系に着目して式(3.8)を変換し、その後基礎—地盤系より上方の構造系に着目して自由度の縮小を図る。基礎—地盤系の動的剛性行列 式(3.10)において地盤の履歴減衰を表わすために複素剛性 ( $[K] = i \cdot \omega_n [C] + [K]$ ) を用いると全体系の運動方程式(3.8)は次のように表わされる。

$$\begin{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 K_{ii}^{sup} & K_{ij}^{sup} & 0 & 0 \\
 K_{ji}^{sup} & K_{jj}^{sup} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0
 \end{bmatrix} & -\omega_n^2 \begin{bmatrix}
 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & M_{jj}^{sub} & M_{j1}^{sub} & 0 \\
 0 & M_{1j}^{sub} & M_{11}^{sub} & M_{1b}^{sub} \\
 0 & 0 & M_{b1}^{sub} & M_{bb}^{sub}
 \end{bmatrix} \\
 \begin{bmatrix}
 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} & 0 \\
 0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub} & K_{1b}^{sub} \\
 0 & 0 & K_{b1}^{sub} & K_{bb}^{sub}
 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix}
 U_i(\omega_n) \\
 U_j(\omega_n) \\
 U_1(\omega_n) \\
 U_b(\omega_n)
 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix}
 0 \\
 0 \\
 P_1(\omega_n) \\
 P_b(\omega_n)
 \end{bmatrix}
 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

簡単のためこれから後  $\{U(\omega_n)\}$  を  $\{U\}$  ,  $\{P(\omega_n)\}$  を  $\{P\}$  と記す。  
 基盤面の応答  $\{U_b\}$  として図-3.5に示すように、自然地盤の応答を用いると  
 式(3.11)は次のようになる。

$$\begin{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 K_{ii}^{sup} & K_{ij}^{sup} & 0 \\
 K_{ji}^{sup} & K_{jj}^{sup} & 0 \\
 0 & 0 & 0
 \end{bmatrix} & -\omega_n^2 \begin{bmatrix}
 0 & 0 & 0 \\
 0 & M_{jj}^{sub} & M_{j1}^{sub} \\
 0 & M_{1j}^{sub} & M_{11}^{sub}
 \end{bmatrix} \\
 \begin{bmatrix}
 0 & 0 & 0 \\
 0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} \\
 0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub}
 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix}
 U_i(\omega_n) \\
 U_j(\omega_n) \\
 U_1(\omega_n)
 \end{bmatrix} = \\
 \begin{bmatrix}
 -\omega_n^2 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ M_{1b}^{sub} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ K_{1b}^{sub} \end{bmatrix} & \{U_b\} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_1(\omega_n) \end{bmatrix}
 \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

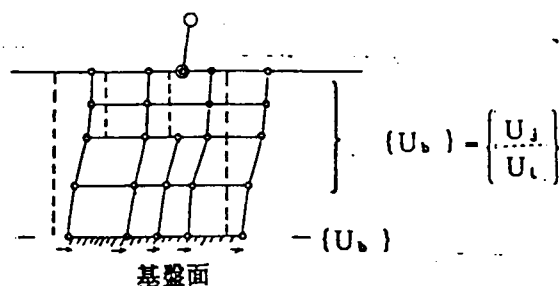


図-3.5 表層地盤の応答概念図



次に伝達境界から受ける力  $\{P_1\}$  を評価する。基盤入力に対する応答変位  $\{U\}$  を、図-3.6に示すように自然地盤としての応答変位  $\{U^*\}$  とそれ以外の変位  $\{U^r\}$  (基礎からの放射波によるものであり、レーリー波の性質を仮定する) からなると考える。こうすると、右側伝達境界面での応答変位  $\{U_R\}$  は次のように表わされる。

$$\{U_R\} = \{U_R^*\} + \{U_R^r\} \quad (3.13)$$

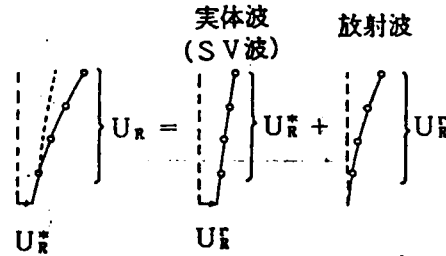


図-3.6 伝達境界面の変位

$\{U_R^*\}$  は実体波に対する自然地盤の応答変位で既知である。自然地盤において応答変位  $\{U^*\}$  と変形による等価節点力  $\{P^*\}$  の間には次の関係がある。

$$\begin{bmatrix} P_R^* \\ P_b^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{RR} & D_{Rb} \\ D_{bR} & D_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_R^* \\ U_b^* \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

ここに、

$$[D] = \begin{bmatrix} D_{RR} & D_{Rb} \\ D_{bR} & D_{bb} \end{bmatrix}$$

は自然地盤の静的剛性行列であり、 $\{U_b^*\}$  は実体波の基盤面上の応答変位であり、

$\{U_R^*\}$  は実体波の基盤面より上の自然地盤の右側伝達境界面での応答変位である。また  $\{P_b^*\}$  は基盤面上の節点力であり、 $\{P_R^*\}$  は基盤面より上の自然地盤の右側伝達境界面における節点力である。

したがって基盤より上の自然地盤の右側伝達境界面には次式で表わされる力が作用している。

$$\{P_R^*\} = [D_{RR}] \{U_R^*\} + [D_{Rb}] \{U_b^*\} \quad (3.15)$$

また、構造物からの放射波による右側伝達境界面における変位  $\{U_R^r\}$  によって右側伝達境界面に作用する力  $\{\Delta P_R\}$  は、図-3.7を参考にして右側伝達境界剛性  $[R]$  を用いて次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \{\Delta P_R\} &= [R] \{U_R^r\} \\ &= [R] (\{U_R\} - \{U_R^*\}) \quad (3.16) \end{aligned}$$

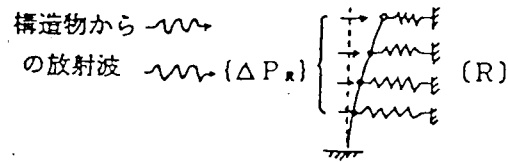


図-3.7 伝達境界刚性概念図

したがって、上記の2種類の力  $\{P_R^*\}$  ,  $\{\Delta P_R\}$  に対応する右側伝達境界を通して下部構造に作用する反力は次式で表わされる。

$$\begin{aligned}\{P\} &= -(\{P_R^*\} + \{\Delta P_R\}) \\ &= (-[D_{RR}]\{U_R^*\} - [D_{Rb}]\{U_b^*\} + [R]\{U_R^*\}) \\ &\quad - [R]\{U_R\} \\ &= \{P_R\} - [R]\{U_R\} \quad \text{-----} \quad (3.17)\end{aligned}$$

ここに、

$$\{P_R\} = -[D_{RR}]\{U_R^*\} - [D_{Rb}]\{U_b^*\} + [R]\{U_R^*\}$$

とした。

左側伝達境界から受ける反力も同様にして求めることができ、次式で表わされる。

$$\{P\} = \{P_L\} - [L]\{U_L\} \quad \text{-----} \quad (3.18)$$

ここに、 $\{P_L\}$  は右側伝達境界における  $\{P_R\}$  に対応する左側伝達境界における値で、 $[L]$  は式(3.16)の右側伝達境界刚性  $[R]$  に対応する左側伝達境界刚性である。また  $\{U_L\}$  は左側伝達境界面での応答変位である。なお表面波は表層近辺だけに存在すると仮定し、レーリー波の性質を有するものとする。また基盤面では表面波の影響は考慮しない。

左右に伝達境界が存在する場合には、式(3.17)、式(3.18)の反力が加わるので、式(3.12)の右辺の  $\{P_1\}$  は次のようになる。

$$\{P_1\} = \{P_R\} + \{P_L\} - [R]\{U_R\} - [L]\{U_L\} \quad \text{-----} \quad (3.19)$$

ここで、左右伝達境界面の地盤変位  $\{U_L\}$  ,  $\{U_R\}$  は  $\{U_1\}$  の1部であり未知であるので、 $[R]\{U_R\}$  と  $[L]\{U_L\}$  とを式(3.12)の左辺へ移すと次式が得られる。

$$\begin{bmatrix}
\begin{bmatrix}
K_{ii}^{sup} & K_{ij}^{sup} & 0 \\
K_{ji}^{sup} & K_{jj}^{sup} & 0 \\
0 & 0 & 0
\end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & M_{jj}^{sub} & M_{j1}^{sub} \\
0 & M_{1j}^{sub} & M_{11}^{sub}
\end{bmatrix} + \\
\begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} \\
0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub}
\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & R+L
\end{bmatrix}
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix}
U_i \\
U_j \\
U_1
\end{bmatrix} = \\
\begin{bmatrix}
\begin{bmatrix}
0 \\
0 \\
-\omega_n^2 M_{1b}^{sub} + K_{1b}^{sub}
\end{bmatrix} \{U_b\} + \begin{bmatrix}
0 \\
0 \\
P_R + P_L
\end{bmatrix}
\end{bmatrix} \quad (3.20)$$

式 (3.20) で基礎-地盤系の動的剛性行列を次式で表わす。

$$\begin{aligned}
& [K^{sub}] \\
& = -\omega_n^2 \begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & M_{jj}^{sub} & M_{j1}^{sub} \\
0 & M_{1j}^{sub} & M_{11}^{sub}
\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} \\
0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub}
\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & R+L
\end{bmatrix} \\
& = \begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} \\
0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub}
\end{bmatrix}
\end{aligned}$$

また荷重項を次式で表わす。

$$\begin{aligned}
& [P_1] \\
& = \begin{bmatrix}
0 \\
0 \\
-\omega_n^2 M_{1b}^{sub} + K_{1b}^{sub}
\end{bmatrix} \{U_b\} + \begin{bmatrix}
0 \\
0 \\
P_R + P_L
\end{bmatrix}
\end{aligned}$$

これらを用いると式 (3.20) は次のようになる。

$$\begin{bmatrix}
\begin{bmatrix}
K_{ii}^{sup} & K_{ij}^{sup} & 0 \\
K_{ji}^{sup} & K_{jj}^{sup} & 0 \\
0 & 0 & 0
\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}
0 & 0 & 0 \\
0 & K_{jj}^{sub} & K_{j1}^{sub} \\
0 & K_{1j}^{sub} & K_{11}^{sub}
\end{bmatrix}
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix}
U_i \\
U_j \\
U_1
\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}
0 \\
0 \\
P_1
\end{bmatrix} \quad (3.21)$$

式 (3.21) は次に示す式 (3.22) ~ 式 (3.24) と等価である。

$$[K_{ii}^{sup}] \{U_i\} + [K_{ij}^{sup}] \{U_j\} = \{0\} \quad (3.22)$$

$$[\mathbb{K}_{ji}^{sup}] \{U_i\} + ([\mathbb{K}_{jj}^{sup}] + [\mathbb{K}_{jj}^{sub}]) \{U_j\} + [\mathbb{K}_{ji}^{sub}] \{U_i\} = \{0\} \quad (3.23)$$

$$[\mathbb{K}_{ij}^{sub}] \{U_j\} + [\mathbb{K}_{ii}^{sub}] \{U_i\} = \{P_i\} \quad (3.24)$$

式(3.24)より次式が得られる。

$$\{U_i\} = -[\mathbb{K}_{ii}^{sub}]^{-1} [\mathbb{K}_{ij}^{sub}] \{U_j\} + [\mathbb{K}_{ii}^{sub}]^{-1} \{P_i\} \quad (3.25)$$

これを式(3.23)に代入して整理すると、次のようになる。

$$[\mathbb{K}_{ji}^{sup}] \{U_i\} + ([\mathbb{K}_{jj}^{sup}] + [\mathbb{X}_F]) \{U_j\} = \{P_F\} \quad (3.26)$$

ここに、

$$[\mathbb{X}_F] = [\mathbb{K}_{jj}^{sub}] - [\mathbb{K}_{ji}^{sub}] [\mathbb{K}_{ii}^{sub}]^{-1} [\mathbb{K}_{ij}^{sub}] \quad (3.27)$$

$$\{P_F\} = -[\mathbb{K}_{ji}^{sub}] [\mathbb{K}_{ii}^{sub}]^{-1} \{P_i\} \quad (3.28)$$

である。式(3.22)、式(3.26)より橋梁全体系の運動方程式は次式で表わされる。

$$\begin{bmatrix} [\mathbb{K}_{ii}^{sup} \ \mathbb{K}_{ij}^{sup}] \\ [\mathbb{K}_{ji}^{sup} \ \mathbb{K}_{jj}^{sup}] \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \mathbb{X}_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_i \\ U_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ P_F \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

式(3.12)における基礎-地盤系の変位  $\{U_i\}$  が消去された形となっている。ここに、 $\{U_i\}$  は基礎-地盤系より上方の橋梁の変位であり、 $\{U_j\}$  は結合部の変位である。また  $[\mathbb{X}_F]$  は基礎-地盤系の動的復元力特性、 $\{P_F\}$  は地震動の有効入力である。これらの概念図を図-3.8に示す。

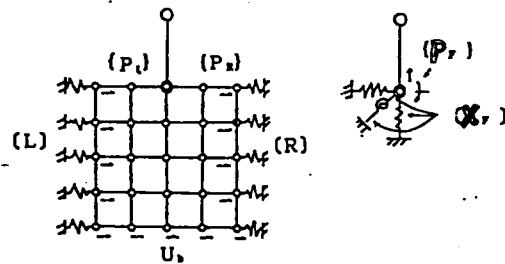
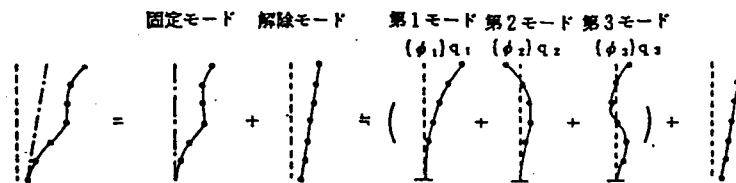


図-3.8 動的復元力特性、有効入力概念図

式(3.29)は式(3.9)を用いると、次のようになる。

$$\begin{bmatrix} -\omega_n^2 [\mathbb{M}_{ii}^{sup} \ \mathbb{M}_{ij}^{sup}] \\ [\mathbb{M}_{ji}^{sup} \ \mathbb{M}_{jj}^{sup}] \end{bmatrix} + i\omega_n \begin{bmatrix} \mathbb{C}_{ii}^{sup} \ \mathbb{C}_{ij}^{sup} \\ \mathbb{C}_{ji}^{sup} \ \mathbb{C}_{jj}^{sup} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbb{K}_{ii}^{sup} \ \mathbb{K}_{ij}^{sup} \\ \mathbb{K}_{ji}^{sup} \ \mathbb{K}_{jj}^{sup} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \mathbb{X}_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_i \\ U_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ P_F \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

式 (3.30) を用いて基礎—地盤系より上方の応答値を計算する。ここでは応答を図—3.9に示すように、結合節点が固定された状態での応答変位成分と、この固定状態を解除する応答変位成分とに分解する。なお、これ以後添字 s u p は省略する。



図—3.9 基礎より上方の応答計算概念図

結合節点が固定されている場合の応答解析はモード解析で行なうため基礎—地盤系より上の橋脚—上部構造系に対して固有値解析を行なう。固有値解析を行なうための基礎—地盤系との結合部が固定されている橋脚—上部構造系の減衰のない自由振動の運動方程式は次式で表わせる。

$$[M_{ii}] \{\ddot{u}\} + [K_{ii}] \{\dot{u}\} = \{0\} \quad (3.31)$$

ここに  $[M_{ii}]$  ,  $[K_{ii}]$  は式 (3.30) に使用されており、それぞれ橋脚—上部構造系の質量行列、剛性行列である。

微分方程式論より、式 (3.31) の変位は次式で与えられる。

$$\{u\} = \{\phi_k\} \cdot e^{i\lambda_k t} \quad (3.31-a)$$

ここに、固有モード  $\{\phi_k\}$  , 固有振動数  $\lambda_k$  は式 (3.32) , 式 (3.33) を満足する。

$$([K_{ii}] - \lambda_k^2 [M_{ii}]) \{\phi_k\} e^{i\lambda_k t} = \{0\} \quad (3.32)$$

$$\det([K_{ii}] - \lambda_k^2 [M_{ii}]) = 0 \quad (3.33)$$

モードは正規化し、次式を満足するものとする。

$$\{\phi_k\}^T [M_{ii}] \{\phi_k\} = 1 \quad (3.34)$$

なお、固有モードは質量行列、剛性行列に関して直交するので、式 (3.35) , 式 (3.36) が成立する。

$$\{\phi_m\}^T [M_{ii}] \{\phi_n\} = \delta_{mn} \quad (3.35)$$

$$\{\phi_m\}^T [K_{ii}] \{\phi_n\} = \lambda_m^2 \cdot \delta_{mn} \quad (3.36)$$

ここに、 $\delta_{mn}$  はクロネッカーのデルタである。

モード行列を次式で定義する。

$$[\Phi] = [\{\phi_1\}, \dots, \{\phi_k\}] \quad (3.37)$$

式(3.37)は次に示す式(3.38)、式(3.39)を満足する。

$$[\Phi]^T [M_{ii}] [\Phi] = \begin{bmatrix} 1 & & 0 \\ & \ddots & \\ & & 1 \\ 0 & & 0 \end{bmatrix} = [I] \quad (3.38)$$

$$[\Phi]^T [K_{ii}] [\Phi] = \begin{bmatrix} \lambda_1^2 & & 0 \\ & \ddots & \\ & & \lambda_k^2 \\ 0 & & 0 \end{bmatrix} = [\Lambda] \quad (3.39)$$

結合節点が  $\{U_j\}$  だけ変位した時、橋脚-上部構造系の変位  $\{U_i\}$  は式(3.30)において円振動数  $\omega_n = 0$  とすることにより求められる。これは式(3.30)を静的な釣合条件式として用いたことを意味するので次式が成立する。

$$[K_{ii}] \{U_i\} + [K_{ij}] \{U_j\} = \{0\} \quad (3.40)$$

したがって次式を得る。

$$\{U_i\} = [\beta] \{U_j\} \quad (3.41)$$

ここに  $[\beta]$  は変位影響行列で

$$[\beta] = -[K_{ii}]^{-1} [K_{ij}] \quad (3.42)$$

で与えられる。

結合部が固定された橋脚-上部構造系の変位

$$\{U_i^{fix}\} = [\Phi] \{q\} \quad (3.43)$$

を満足する一般化座標

$$\{q\} = \{q_1, \dots, q_k\}^T$$

を導入すれば、結合部の変位が  $\{U_j\}$  の場合、橋脚-上部構造系の応答変位は式

(3.41)、式(3.43)より次式で与えられる。

$$\{U_i\} = [\Phi] \{q\} + [\beta] \{U_j\} \quad (3.44)$$

これに  $\{U_j\}$  も含めると次のようになる。

$$\begin{bmatrix} U_i \\ U_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi & \beta \\ 0 & I_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q \\ U_j \end{bmatrix} = [T] \begin{bmatrix} q \\ U_j \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

ここに  $[I_j]$  は  $\{U_j\}$  と同じ自由度の単位行列であり、 $[T]$  は次式で与えられる。

$$[T] = \begin{bmatrix} \Phi & \beta \\ 0 & I_j \end{bmatrix} \quad (3.46)$$

式 (3.43) において、モード数  $k$  が内部自由度数  $i$  に等しければ正解となるが、一般に橋脚-上部構造の応答に主要な影響を及ぼすモードのみを採用するので  $k$  は  $i$  より小さくなる。ここで、式 (3.30) に式 (3.45) を代入し、さらに左から  $[T]^T$  を乗じると次のようになる。

$$\begin{bmatrix} -\omega_n^2 \begin{bmatrix} \underline{M}_{kk} & \underline{M}_{kj} \\ \underline{M}_{jk} & \underline{M}_{jj} \end{bmatrix} + i\omega_n \begin{bmatrix} \underline{C}_{kk} & \underline{C}_{kj} \\ \underline{C}_{jk} & \underline{C}_{jj} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{kk} & \underline{K}_{kj} \\ \underline{K}_{jk} & \underline{K}_{jj} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{X}_F \end{bmatrix} \\ \times \begin{bmatrix} q \\ U_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \underline{P}_F \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (3.47)$$

ここに、式 (3.47) の小行列は次式で定義される。

$$[\underline{M}_{kk}] = [\Phi]^T [M_{ii}] [\Phi] = [I_k] \quad (3.48)$$

$$[\underline{M}_{kj}] = [\underline{M}_{jk}]^T = [\Phi]^T ([M_{ii}] [\beta] + [M_{ij}]) \quad (3.49)$$

$$[\underline{M}_{jj}] = [M_{jj}] + [\beta]^T ([M_{ii}] [\beta] + [M_{ij}]) + [M_{ji}] [\beta] \quad (3.50)$$

$$[\underline{C}_{kk}] = [\Phi]^T [C_{ii}] [\Phi] \quad (3.51)$$

$$[\underline{C}_{kj}] = [\underline{C}_{jk}]^T = [\Phi]^T ([C_{ii}] [\beta] + [C_{ij}]) \quad (3.52)$$

$$[\underline{C}_{jj}] = [C_{jj}] + [\beta]^T ([C_{ii}] [\beta] + [C_{ij}]) + [C_{ji}] [\beta] \quad (3.53)$$

$$[\underline{K}_{kk}] = [\Phi]^T [K_{ii}] [\Phi] = \begin{bmatrix} \lambda_1^2 & & \\ & \ddots & \\ & & \lambda_k^2 \end{bmatrix} = [\Lambda] \quad (3.54)$$

$$\begin{aligned} [\underline{K}_{kj}] &= [\underline{K}_{jk}]^T = [\Phi]^T ([K_{ii}] [\beta] + [K_{ij}]) \\ &= [0] \end{aligned} \quad (3.55)$$

$$[\underline{K}_{ji}] = [\underline{K}_{ii}] - [\underline{K}_{ji}] [\underline{K}_{ii}]^{-1} [\underline{K}_{ij}] \quad (3.56)$$

橋脚-上部構造系の減衰特性として、結合部を固定したモード減衰を採用すると、橋梁全体系の運動方程式は次式で表わせる。

$$\begin{bmatrix} -\omega_n^2 & \begin{bmatrix} \underline{I}_k & \underline{M}_{ki} \\ \underline{M}_{ik} & \underline{M}_{ii} \end{bmatrix} + i\omega_n \begin{bmatrix} \underline{C}_{kk} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{\Lambda} & 0 \\ 0 & \underline{K}_{ii} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{X}_F \end{bmatrix} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \underline{q} \\ \underline{U}_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \underline{P}_F \end{bmatrix} \quad (3.57)$$

ここに、 $\xi_k$  はモード減衰で  $[\underline{C}_{kk}]$  は次式で定義される。

$$[\underline{C}_{kk}] = \begin{bmatrix} 2\xi_1\lambda_1 & & & \\ & \cdot & & \\ & & \cdot & \\ & & & \cdot \\ & & & & 2\xi_k\lambda_k \end{bmatrix} \quad (3.58)$$



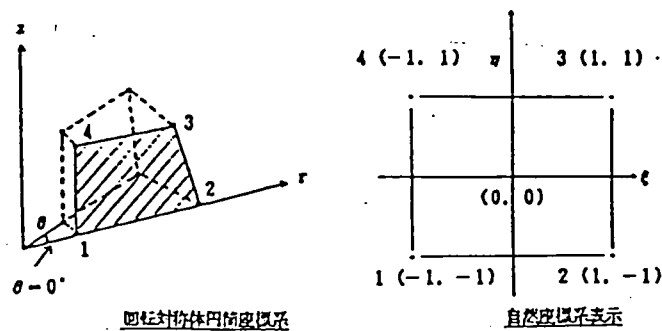
### 3. 4 軸対称有限要素法による剛体基礎－地盤系のモデル化<sup>15), 16), 17)</sup>

3. 3で剛体基礎－地盤系を有限要素法でモデル化し、基盤入力による地震応答解析を行なう手法について述べたが、剛体基礎－地盤系を3次元でモデル化すると、多大な計算量になるため、ここでは2次元モデルである軸対称有限要素法動的応答解析の適用性について考察する。なおこの場合、地震力は非対称荷重として取り扱う。3. 4. 1では軸対称有限要素法動的解析の定式化を行ない、3. 4. 2では現場における剛体基礎の振動試験結果をこの方法でシミュレーションすることにより、その適用性について考察する。

#### 3. 4. 1 軸対称有限要素法動的応答解析

剛体基礎を円筒形にモデル化し、図－3. 10に示すような円筒の半径方向を $r$ 軸、回転軸方向を $z$ 軸および円周方向を $\theta$ 軸とする円筒座標系を導入し、直交座標系で表わした回転対称体の $r-z$ 平面上での2次元要素を変数 $\xi, \eta$  ( $-1 \leq \xi \leq 1, -1 \leq \eta \leq 1$ )を軸とする自然座標系を用いて、要素変位を表わす。非軸対称荷重は一般に円周方向の調和成分（フーリエ級数展開）の和として表わされる。 $n$ 次の調和成分における要素座標は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} r \\ z \end{bmatrix}^n = \begin{bmatrix} \phi_1 & 0 & \phi_2 & 0 & \phi_3 & 0 & \phi_4 & 0 \\ 0 & \phi_1 & 0 & \phi_2 & 0 & \phi_3 & 0 & \phi_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r_1 \\ z_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ r_4 \\ z_4 \end{bmatrix}^n \quad (3. 59)$$



図－3. 10 円筒座標系と自然座標系

また要素変位は次式で表わせる。

$$\begin{bmatrix} u_r \\ u_z \\ u_\theta \end{bmatrix}^n = \begin{bmatrix} \cos n\theta & 0 & 0 \\ 0 & \cos n\theta & 0 \\ 0 & 0 & \cos n\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & 0 & \phi_3 & 0 & 0 & \phi_4 & 0 & 0 \\ 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & 0 & \phi_3 & 0 & 0 & \phi_4 & 0 \\ 0 & 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & 0 & \phi_3 & 0 & 0 & \phi_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{r1} \\ u_{z1} \\ u_{\theta 1} \\ \cdot \\ \cdot \\ u_{r4} \\ u_{z4} \\ u_{\theta 4} \end{bmatrix}^n$$

(3.60)

ここに

$$\phi_1 = (1 - \xi)(1 - \eta) / 4$$

$$\phi_2 = (1 + \xi)(1 - \eta) / 4$$

$$\phi_3 = (1 + \xi)(1 + \eta) / 4$$

$$\phi_4 = (1 - \xi)(1 + \eta) / 4$$

である。ただし

$$\{u_{r1}, u_{z1}, u_{\theta 1}, \dots, u_{r4}, u_{z4}, u_{\theta 4}\}^{nT}$$

は要素節点での波数における変位である。

ひずみと変位の関係式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \\ \epsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{z\theta} \end{bmatrix}^n = \begin{bmatrix} \cos n\theta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cos n\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos n\theta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos n\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \sin n\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin n\theta \end{bmatrix}^n \begin{bmatrix} u_{r1} \\ u_{z1} \\ u_{\theta1} \\ \vdots \\ \vdots \\ u_{r4} \\ u_{z4} \\ u_{\theta4} \end{bmatrix}^n \quad (3.61)$$

波数  $n$  における応力とひずみの関係式は次式で表わせる。

$$\begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \sigma_\theta \\ \tau_{rz} \\ \tau_{r\theta} \\ \tau_{z\theta} \end{bmatrix}^n = [D] \begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{z\theta} \end{bmatrix}^n \quad (3.62)$$

ここに  $[D]$  は次式で定義される。

$$[D] = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ & \lambda + 2G & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ & & \lambda + 2G & 0 & 0 & 0 \\ & \text{sym.} & & G & 0 & 0 \\ & & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix} \quad (3.63)$$

$\lambda$  はラーメの定数、 $G$  はせん断変形係数である。

要素変位と要素節点変位を関係づける形状行列  $[N]$ 、および要素ひずみと要素節点変位を関係づける行列  $[B]$  を基礎構造の全体座標系に変換し、それらを  $[N]^{sub}$ 、 $[B]^{sub}$  とすれば基礎構造の質量行列、剛性行列はそれぞれ次のようになる。

$$[M]^{sub} = \pi \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [N]^{sub T} [N]^{sub} \cdot r(\xi, \eta) \cdot \det J \cdot d\xi d\eta \quad (3.64)$$

$$[K]^{sub} = \pi \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^{sub T} [D] [B]^{sub} \cdot r(\xi, \eta) \cdot \det J \cdot d\xi d\eta \quad (3.65)$$

ここに  $\det J$  はヤコビの行列式である。したがってサブストラクチャー化した基礎構造の動的剛性行列である式 (3.10) の質量行列、剛性行列を軸対称要素で表わすことができる。また式 (3.10) の減衰特性は基礎構造の履歴減衰行列で表わすものとする。すなわち

$$\omega_n [C]^{sub} = 2h [K]^{sub} \quad (3.66)$$

ここに  $h$  は地盤の減衰定数である。

ところで本論文では軸対称剛体基礎に非軸対称荷重である地震荷重が作用する場合を考えるが、それによる変位として $n$ 次の項までの調和成分を重ね合わせずに、簡単のため波数として $n=1$ を採用している。これは図-3.11に示すように円筒基礎の円周方向の水平および鉛直成分をただ1つの調和成分で表現することを意味している。その適用性については3.4.2で検討する。

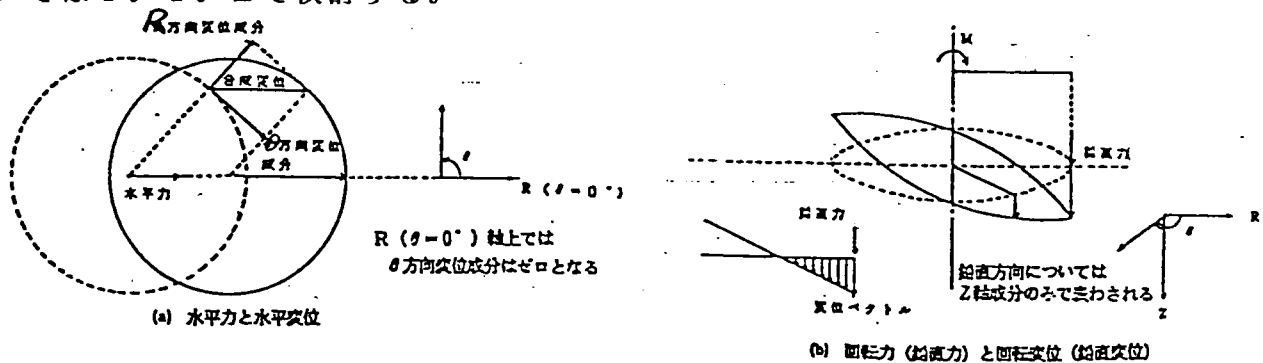


図-3.11 基礎の水平および鉛直変位概念図

### 3.4.2 振動試験による剛体基礎-地盤系・軸対称有限要素法モデルの適用性の検証

剛体基礎の動的挙動が波数 $n=1$ の軸対称有限要素法モデルでどの程度再現できるか確かめるため、図-3.13に示す鉄骨鉄筋コンクリート橋脚（図-5.4のP<sub>6</sub>橋脚）頂部に起振機を設置し、橋軸方向の振動試験を行ない、基礎上下部の共振曲線を求めた。振動試験の詳細については第5章の5.3で述べる。基礎は橋軸方向18m，橋軸直角方向24m，深さ17mの長方形断面のニューマチック・ケーソン剛体基礎で、玉石、軽石を含む河川堆積物中に構築されている。せん断波速度は300～800m/secで地盤条件は比較的良好である。

起振機は調和振動の加振力を発生し、その振動数-起振力特性は図-3.15に示すように2種類あり、比較的大きい起振力を生じることが出来る $L_{test}$ とそれよりも小さな起振力を生じる $S_{test}$ である。

$L_{test}$ による最大起振力 $f_0$ は振動数 $f$ が4.6Hz以下では

$$f_0 = 1.41 f^2 \text{ (ton)} \quad (3.67)$$

であり、振動数 $f$ が4.6Hz以上では

$$f_0 = 30 \text{ (ton)} \quad (3.68)$$

である。本試験では $L_{test}$ を用いた。

一方、 $S_{test}$ による最大起振力 $f_0$ は振動数 $f$ が4.6Hz以下では

$$f_0 = 0.47 f^2 \text{ (ton)} \quad (3.67)$$

であり、振動数 $f$ が4.6Hz以上では

$$f_0 = 10 \text{ (ton)} \dots\dots\dots (3.68)$$

である。S<sub>test</sub>は第5章の5.3で起振力の大小が橋梁の減衰特性に及ぶ影響を研究するために用いる。

この共振曲線を3.4.1で述べた手法により数値的にシミュレーションするわけであるが、この場合ケーソン基礎は長方形断面であるため、図-3.12に示すように軸対称円筒モデルに変換する必要がある。

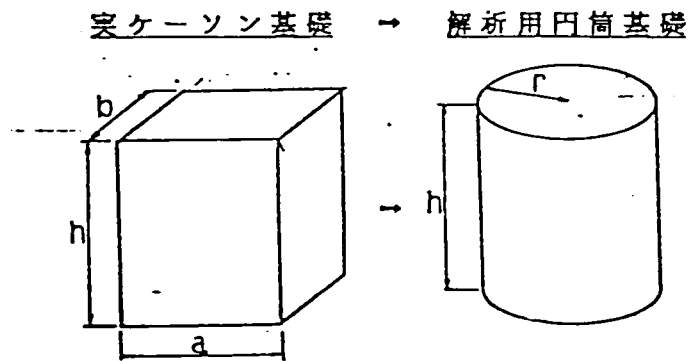


図-3.12 換算円筒基礎モデル

変換方法として基礎のロッキングに大きく関与すると思われる底面の断面2次モーメントを一致させれば、等価半径は11m、スウェイに大きく関与すると思われる側面積を一致させれば、等価半径は12mとなる。また底面積を一致させれば等価半径は11.8mとなるので、ロッキングとスウェイの中間的な値として底面積が一致する半径を便宜上等価半径とする。このようにして作成した軸対称剛体基礎-地盤系の有限要素法モデルを図-3.14に示す。なお、側方境界条件としては3.3で定義した伝達境界、下方境界条件としては地表面から約50mの位置に基盤を設定する。

共振曲線の実測値と3.4.1で述べた方法により数値的にシミュレーションした結果を図-3.16に示す。ここに、図中のAモデルとはPS検層結果を基準とした式(2.2)で求められるせん断変形係数G<sub>0</sub>を用いたシミュレーション結果であり、Bモデルはケーソン沈設に伴う周辺地盤の乱れを考慮して、基礎側面に接するせん断変形係数をG<sub>0</sub>/3としたものである。地盤要素の減衰定数は図-2.8の礫の減衰定数のひずみ依存曲線においてPS検層値のひずみレベル10<sup>-6</sup>の減衰定数5%を用いる。ケーソン沈設時の周辺地盤の乱れを考慮したBモデルがAモデルよりも実測値により近い値を示す。共振振動数は1次、2次および3次共振時とも実測値と数値的にシミュレーションした値はほぼ一致している。さらに1次、2次共振時応答変位も十分に一致しているが、3次共振時には完全には一致していない。しかし共振曲線の形状をみると実用上十分であると考えられ

る。

これらの事実より長方形断面の剛体基礎は実用上1つの調和成分を用いて剛体基礎の変位を表わした基礎－地盤系軸対称有限要素法モデルによってその動的挙動を再現できることがわかる。

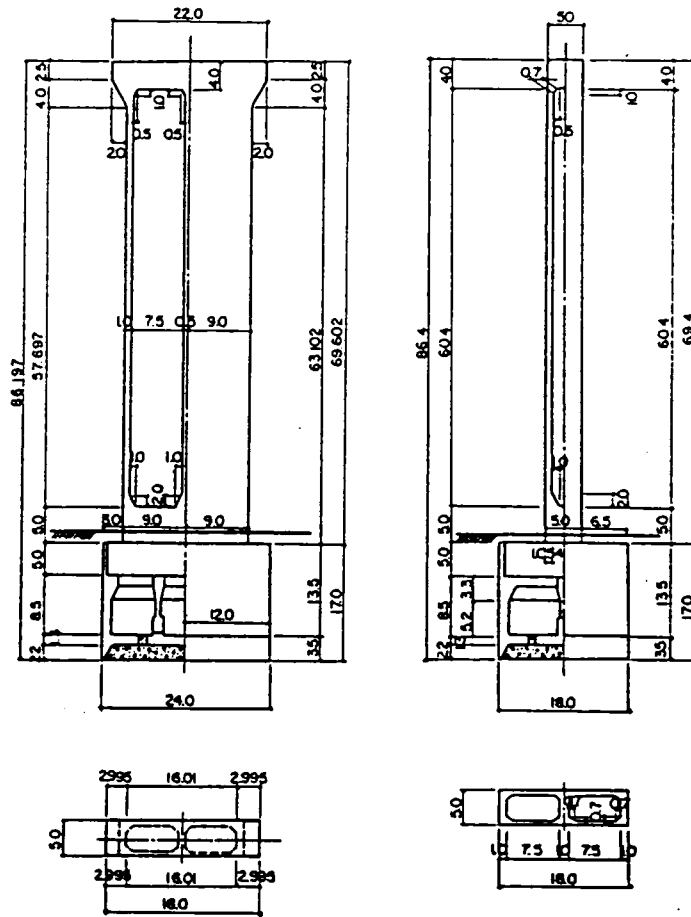


図-3.13 振動試験実施橋脚

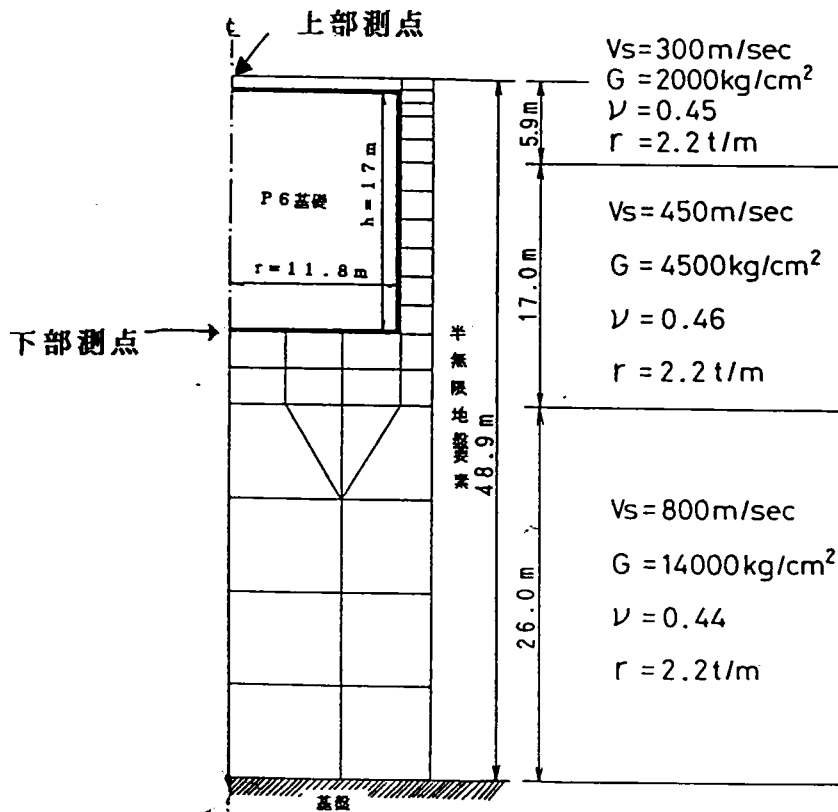


図-3.14 剛体基礎-地盤系有限要素法モデル



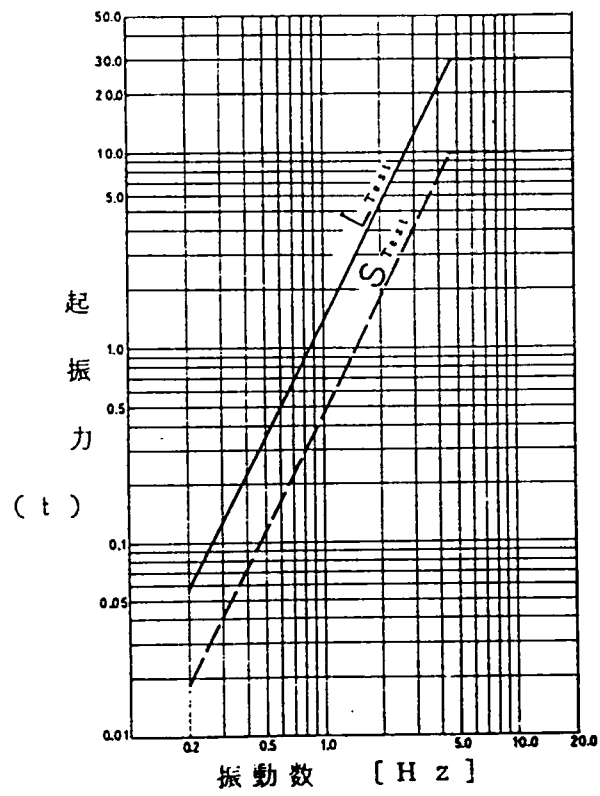


図-3.15 起振機の振動数-起振力特性

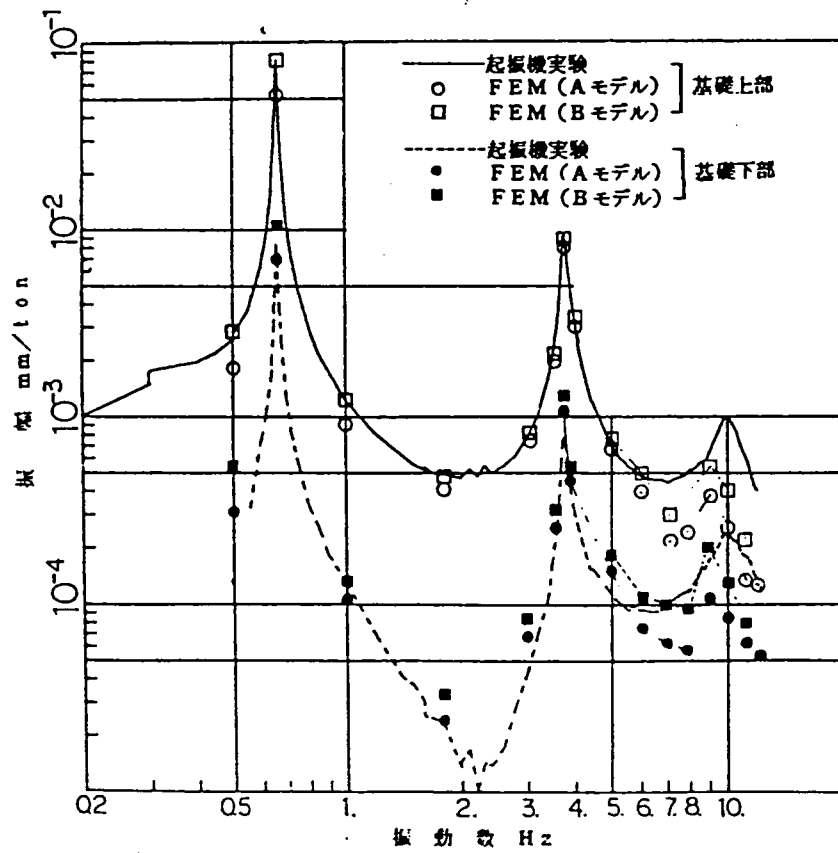


図-3.16 P<sub>6</sub>橋脚の基礎上・下部共振曲線の実測値とシミュレーション

### 3.5 地震応答解析に用いる剛体基礎－地盤系の換算ばね<sup>9), 20)</sup>

本節では橋梁の地震応答解析に用いる剛体基礎－地盤系の換算ばね定数の設定方法について論じる。比較的複雑な有限要素法を使用するものから簡便なばね－質点系でモデル化するものまで、5種類の換算ばねに関して定式化を行なう。そしてプレストレスト・コンクリート斜張橋タワー・ピアー系をモデルにこれらの5種類の基礎－地盤系換算ばねを用いて動的応答解析を行ない、その結果を比較してそれらの適用性について考察する。

#### 3.5.1 剛体基礎－地盤系の換算ばねの設定方法

##### (a) 有限要素法動的ばね

剛体基礎－地盤系を軸対称有限要素法でモデル化し、剛体基礎と橋脚の接続点を  $j$  とすれば、接続点  $j$  に関する力と変位の関係は式 (3.29) より動的復元力特性を用いて次のように表わせる。

$$\begin{bmatrix} H_j(\omega_n) \\ V_j(\omega_n) \\ M_j(\omega_n) \end{bmatrix} = [\mathbb{X}_F(\omega_n)] \begin{bmatrix} u_j(\omega_n) \\ v_j(\omega_n) \\ \theta_j(\omega_n) \end{bmatrix} \quad (3.71)$$

ここに  $H_j(\omega_n)$ ,  $V_j(\omega_n)$ ,  $M_j(\omega_n)$  は接続点  $j$  に剛体基礎－地盤系から作用する円振動数  $\omega_n$  における水平力、鉛直力、回転力であり、 $u_j(\omega_n)$ ,  $v_j(\omega_n)$ ,  $\theta_j(\omega_n)$  はそれらに対応する変位である。動的復元力特性を表わす行列は次のように求められる。

$$[\mathbb{X}_F(\omega_n)] =$$

$$\begin{bmatrix} K_{xx}(\omega_n) + iC_{xx}(\omega_n) & K_{xz}(\omega_n) + iC_{xz}(\omega_n) & K_{xr}(\omega_n) + iC_{xr}(\omega_n) \\ K_{xz}(\omega_n) + iC_{xz}(\omega_n) & K_{zz}(\omega_n) + iC_{zz}(\omega_n) & K_{zr}(\omega_n) + iC_{zr}(\omega_n) \\ K_{xr}(\omega_n) + iC_{xr}(\omega_n) & K_{zr}(\omega_n) + iC_{zr}(\omega_n) & K_{rr}(\omega_n) + iC_{rr}(\omega_n) \end{bmatrix} \quad (3.72)$$

動的復元力特性  $[\mathbb{X}_F(\omega_n)]$  の実部  $[\mathbb{X}_{F\text{re}}(\omega_n)]$  の要素  $K_{xx}(\omega_n)$ ,  $K_{zz}(\omega_n)$ ,  $K_{rr}(\omega_n)$  はそれぞれ動的的水平ばね、動的鉛直ばね、動的回転ばねであり、 $K_{xz}(\omega_n)$ ,  $K_{zr}(\omega_n)$ ,  $K_{rx}(\omega_n)$  は動的連成ばねである。これらのばねは周波数  $\omega_n$  に依存する換算ばねで、これらを合わせて有限要素法動的ばねということにする。

動的復元力特性  $[\mathbb{X}_F(\omega_n)]$  の虚部  $[\mathbb{X}_{F\text{im}}(\omega_n)]$  の要素  $C_{xx}(\omega_n)$ ,  $C_{zz}(\omega_n)$ ,  $C_{rr}(\omega_n)$  はそれぞれ動的水平減衰、動的鉛直減衰、動的回転減衰であり、 $C_{xz}(\omega_n)$ ,  $C_{zr}(\omega_n)$ ,  $C_{rx}(\omega_n)$  は動的連成減衰である。これらの減衰は周波数  $\omega_n$  に依存する減衰であり、これらを合わせて有限要素法動的減衰とすることにする。その概念図を図-3.17に示す。この換算バネを用いた場合、地震波は基盤に入力するものとする。

#### (b) C. F. M. 動的ばね

地盤が均一であれば、剛体基礎-地盤系の動的復元力特性  $[\mathbb{X}_F(\omega_n)]$  は、弾性波動論により解析的に求められ、その解はContinuum Formulation Method (C. F. M.)<sup>6)</sup>として与えられている。この換算ばねもまた周波数依存型であり、C. F. M. 動的ばねとすることにする。また減衰をC. F. M. 動的減衰とすることにする。その概念図を図-3.18に示す。この換算ばねを用いた場合、地震波は基盤に入力するものとする。

#### (c) 有限要素法静的ばね定数

動的復元力特性の実部  $[\mathbb{X}_{F\text{re}}(\omega_n)]$  は接続点  $j$  における慣性力と剛性の影響を考慮した周波数依存型の換算ばねである。これに対して、周波数  $\omega_n = 0$  とした

$[\mathbb{X}_{F\text{re}}(0)]$  は慣性力の影響を無視した周波数に依存しない一定値の静的な換算ばね定数を表わす。剛体基礎-地盤系のモデル化に有限要素法を用いた場合は、この換算ばね定数を有限要素法静的ばね定数とすることにする。その概念図を図-3.19に示す。

#### (d) C. F. M. 静的ばね定数

(c) において剛体基礎-地盤系のモデル化にC. F. M. を用いた場合は、C. F. M. 静的ばね定数とすることにする。その概念図を図-3.20に示す。

有限要素法静的ばね定数、C. F. M. 静的ばね定数は剛体基礎-地盤系を式(3.73)に示すように基礎重心点に関する水平、鉛直、回転の3自由度を有するばね-質点系でモデル化した時のばね定数である。そしてこの1つの質点でモデル化した剛体基礎に基礎建設前の自然地盤の基礎位置における地震動を入力するものとする。

$$\begin{bmatrix} H \\ V \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HX} & 0 & K_{HR} \\ 0 & K_{VY} & 0 \\ K_{HR} & 0 & K_{RZ} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ \theta \end{bmatrix} \quad (3.73)$$

ここに  $H$ 、 $V$ 、 $M$  は基礎重心点に剛体基礎—地盤系から作用する水平力、鉛直力、回転力であり、 $u$ 、 $v$ 、 $\theta$  はそれらに対応する変位である。また  $K_{HX}$ 、 $K_{VY}$ 、 $K_{RZ}$  は水平、鉛直、回転ばね定数であり、 $K_{HR}$  は連成ばね定数である。

#### (e) 変形係数による換算ばね定数

剛体基礎—地盤系を水平、鉛直、回転の3自由度を有するばね—質点系でモデル化した時のばね定数の慣用的で簡便な定め方として現場における地盤の載荷試験より求めた変形係数による方法がある。これは鉛直方向地盤反力係数  $k_v$ 、水平方向地盤反力係数  $k_H$  を地盤の平板載荷試験またはボーリングの孔内載荷試験より求めた変形係数より計算し、図—3.21に示すように地盤反力を受ける剛体基礎の静的な釣合より基礎—地盤系3自由度ばね—質点系モデルの換算ばね定数を求める方法である。<sup>18)</sup> そしてこの1つの質点でモデル化した剛体基礎に基礎建設前の自然地盤の基礎位置における地震動を入力するものとする。

鉛直方向地盤反力係数  $k_v$  ( $\text{kg/cm}^3$ ) は次式で与えられる。

$$k_v = 12.8 k_{v0} B_v^{-3/4} \quad (3.74)$$

ここに、

$$k_{v0} = (1/30) \alpha E。$$

で、変形係数  $E$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) を平板載荷試験で求めた時は  $\alpha = 2$  とし、孔内載荷試験により求めた時は  $\alpha = 8$  とする。

また  $B_v$  (cm) は基礎の換算載荷幅で

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

で与えられる。ここに、 $A_v$  ( $\text{cm}^2$ ) は鉛直方向の載荷面積である。

また水平方向地盤反力係数  $k_H$  ( $\text{kg/cm}^3$ ) は次式で与えられる。

$$k_H = 12.8 k_{H0} B_H^{-3/4} \quad (3.75)$$

ここに、

$$k_{H0} = (1.2/30) \alpha E。$$

で、変形係数  $E$ 。 ( $\text{kg/cm}^2$ ) を平板載荷試験で求めた時は  $\alpha = 2$  とし、孔内載荷試験により求めた時は  $\alpha = 8$  とする。

また  $B_H$  ( $\text{cm}$ ) は基礎の換算載荷幅で

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

で与えられる。ここに、 $A_H$  ( $\text{cm}^2$ ) は水平方向の載荷面積である。

### 3. 5. 2 剛体基礎－地盤系のモデル化の相違が地震応答解析に及ぼす影響

上述した5種類の換算ばねの適用性を検討するため、プレストレスト・コンクリート斜張橋タワー・ピア系をモデルに5種類の換算ばねとそれらに対応する入力地震動を用いた比較動的応答解析を行なう。斜張橋タワー・ピア系の概略図を図－3. 22に示す。これは図－2. 6に示した斜張橋のP<sub>1</sub>橋脚である。同斜張橋の橋脚および主塔は鉄筋コンクリート構造で（橋脚＋主塔）高は約82m、基礎は直径18mの円形断面で深さ22mの砂礫、玉石地盤に建設されるニューマチック・ケーソン基礎である。

解析は次の5ケースについて行なう。

#### ●ケース1（3. 5. 1（a）の解析モデルすなわち基盤入力、基礎－地盤系有限要素法動的ばね、動的減衰）

基礎－地盤系の軸対称有限要素法モデルを図－3. 24に示す。基礎の側面は伝達境界、底面は固定境界とする。基礎の上部をとりまく地盤のせん断変形係数、減衰定数は、PS検層時の値を図－2. 8に示す礫地盤のひずみ依存曲線を用いて地震時のひずみにおけるせん断変形係数、減衰定数に変換してある。なお地震時ひずみの計算方法としては3. 2で述べた簡便な応答変位法を用いる。

I種地盤の加速度応答スペクトルとII種地盤の加速度応答スペクトルの算術平均値の加速度応答スペクトルを（I種＋II種）／2地盤の加速度応答スペクトルと称し、その応答スペクトルを有する地震波（最大加速度112gal）を基盤に入力し、地震応答解析は動的サブストラクチャー法で行なう。（I種＋II種）／2地盤の入力波としては図－2. 11の下段に示すものを用いる。動的サブストラクチャー法は3. 3で定式化した手法に従う。また基礎－地盤系の減衰特性としては、履歴減衰を使用する。

#### ●ケース2（3. 5. 1（b）の解析モデルすなわち基盤入力、基礎－地盤系C. F. M. 動的ばね、動的減衰）

基礎－地盤系を等価な1層地盤系に置き換えたC. F. M. モデルを図－3. 27に示す。ケース1で求めた多層地盤系におけるせん断変形係数、減衰定数等地盤の物性値は、

層の厚さに応じた荷重平均値を用いて、1層地盤系に置き換えた。

(Ⅰ種+Ⅱ種)/2地盤の地震波(最大加速度 $1.12g$ )を基盤に入力する。入力波としては図-2.11の下段に示すものを用いる。

●ケース3(3.5.1(c))の解析モデルすなわち基礎建設前の自然地盤の基礎位置における地震動入力、基礎-地盤系有限要素法静的ばね定数)

基礎-地盤系を図-3.27に示すような水平、回転の2自由度を有するばね-質点系でモデル化し、ばね定数として有限要素法静的ばね定数 $[K_{fr}(0)]$ を考える。なお鉛直ばね定数の影響は基礎底面の地盤が堅固であるのでここでは無視する。

入力波として用いる基礎位置における基礎建設前の自然地盤の地震動としては、図-2.11の下段に示す(Ⅰ種+Ⅱ種)/2地盤の地震波(最大加速度 $1.12g$ )を基盤に入力し、SHAKEによる自然地盤の応答解析より求めた基礎重心点の応答波形(図-2.11のケース2)を用いる。なお、基礎-地盤系の減衰特性は、基礎の質点の速度に依存するダッシュポット・タイプの減衰とし、減衰定数は $h=5\%$ とする。

●ケース4(3.5.1(d))の解析モデルすなわち基礎建設前の自然地盤の基礎位置における地震動入力、基礎-地盤系C.F.M.静的ばね定数)

基礎-地盤系を図-3.25に示すような水平、回転の2自由度を有するばね-質点系でモデル化しばね定数として先に述べたC.F.M.静的ばね定数 $[K_{fr}(0)]$ を考える。入力方法、減衰特性については、ケース3と同様とする。

●ケース5(3.5.1(e))の解析モデルすなわち基礎建設前の自然地盤の基礎位置における地震動入力、基礎-地盤系変形係数によるばね定数)

基礎-地盤系を図-3.25に示すような水平、回転の2自由度を有するばね-質点系でモデル化し、ばね定数として載荷試験による変形係数に基づく静的ばね定数を考える。入力方法、減衰特性については、ケース3と同様とする。

いずれのケースにおいても解析は橋軸直角方向とし、解析モデルは図-3.23に示すように、主塔および橋脚の質量は整合質量、剛性は曲げ変形を考慮した梁でモデル化する。基礎は剛体とし、重心にて質量 $M$ 、回転慣性 $J$ を評価し、水平、回転の2自由度を有するものとする。総節点数は34節点である。減衰定数は第5章で述べる理由で主塔4%、橋脚5%とする。

斜張橋タワー・ピアー系の地震応答解析より得られた結果について考察する。

#### ●動的復元力特性について

式(3.72)で定義した基礎-地盤系の動的復元力特性である基礎-地盤系のばねおよび減衰の周波数依存性は、ケース1(基盤入力、基礎-地盤系有限要素法動的ばね、動的減衰)では図-3.26よりその特徴を知ることができる。それによると、動的水平、連成、回転ばね $K_{xx}$ ,  $K_{xr}$ ,  $K_{rr}$ は低周波数領域では大幅な変化はしていない。ここに低周波数領域とは、道路橋示方書<sup>11)</sup>で応答を考慮する必要のある固有振動数2Hz以下の橋梁の周波数領域とした。ケース2(基盤入力、基礎-地盤系C.F.M.動的ばね、動的減衰)の基礎-地盤系の動的復元力特性は図-3.28に示すように、ケース1と比較すると、動的回転ばね $K_{rr}$ はケース2の方が小さいものの、全般的にはケース1とほぼ同様な傾向を示す。このように低周波数領域で動的水平、連成、回転ばねがあまり変化していないので、周波数が0のばねつまり基礎-地盤系有限要素法静的ばね定数を図-3.25に示すような簡便な水平、鉛直、回転の3自由度を有するばね-質点系モデルのばね定数として用いれば、ケース1(基盤入力、基礎-地盤系有限要素法動的ばね、動的減衰)の解析結果をある程度反映できると推察される。ただし基礎-地盤系の減衰特性については、ケース1の応答解析結果と比較して実用上問題ない応答値を与える周波数に依存しない基礎の質点の速度に依存するダッシュポット・タイプの減衰定数を設定できることが必要である。

#### ●有効入力地震動について

有効入力地震動の影響はケース1(基盤入力、基礎-地盤系有限要素法動的ばね、動的減衰)の応答値をケース3(自然地盤の基礎重心点における地震動入力、基礎-地盤系有限要素法静的ばね定数)の結果と比較することにより考察できる。ケース1の有効入力地震動およびその応答加速度を図-3.29に、ケース3の入力地震動およびその応答加速度を図-3.33に示す。ケース3、ケース4およびケース5の入力地震動である基礎建設前の自然地盤の基礎重心位置地震動の最大加速度は149.6galであるが、ケース1の有効入力最大加速度は139galと基礎と地盤の相互作用のため最大加速度は有効入力では減少している。したがってタワー、橋脚の最大応答加速度もケース1の方がケース3(図-3.33)、ケース4(図-3.35)およびケース5(図-3.37)よりも小さくなっている。これにはケース3、ケース4およびケース5では2自由度のばね-質点系でモデル化した基礎の減衰定数を5%としている影響も含まれる。ケース2(基盤

入力、基礎－地盤系 C. F. M. 動的ばね、動的減衰) の有効入力最大加速度は図－3. 31 に示すように、 $145.6 \text{ gal}$  であり、それはケース1 と値は異なるものの、基礎建設前の自然地盤の基礎重心位置地震動の最大加速度  $149.6 \text{ gal}$  より小さく、やはり基礎と地盤の相互作用の影響が見られる。

有効入力加速度、自然地盤入力加速度のフーリエ・スペクトルである図－3. 30, 図－3. 34 によれば、どちらも  $1 \text{ Hz}$ ,  $4 \text{ Hz}$  前後の周波数成分が卓越しているが、有効入力加速度の  $2 \text{ Hz}$  以上の高周波数成分は基礎と地盤の相互作用によりかなり削減されていることがわかる。この影響がタワーおよび橋脚の応答に現われ、 $4 \text{ Hz}$  前後の高周波数成分の応答がケース1 (基盤入力、基礎－地盤系有限要素法動的ばね、動的減衰) では小さくなっていることがわかる。しかし、ケース2 (基盤入力、基礎－地盤系 C. F. M. 動的ばね、動的減衰) の有効入力加速度のフーリエ・スペクトルを表わす図－3. 36 によれば、高周波数領域における削減は顕著に見られず、1層地盤系で定式化された C. F. M. は多層地盤系における基礎と地盤の相互作用をケース1 ほど十分には表現できないことがわかる。

#### ●固有振動数特性について

ケース3 (基礎－地盤系有限要素法静的ばね定数) とケース4 (基礎－地盤系 C. F. M. 静的ばね定数) の応答の周波数特性を図－3. 34, 図－3. 36 で比較すると、どちらのケースもタワー、橋脚の卓越周波数は約  $1 \text{ Hz}$ ,  $4 \text{ Hz}$  で両者の差はほとんど見られず、図－3. 30、図－3. 32 で示されるケース1、ケース2 の卓越周波数特性とほぼ一致する。このようにケース1～4 では加速度応答値に差はみられるものの、タワー・ピラー系の卓越周波数は約  $1 \text{ Hz}$ ,  $4 \text{ Hz}$  である。しかし、載荷試験に基づく変形係数より計算した地盤反力係数を用いて地盤換算ばね定数を設定したケース5 の卓越周波数は図－3. 38 より  $0.7 \text{ Hz}$ ,  $1.7 \text{ Hz}$  であり、明らかにケース5 の周波数特性は他のケースと異なる。これはケース3 (基礎－地盤系有限要素法静的ばね定数)、ケース4 (基礎－地盤系 C. F. M. 静的ばね定数)、ケース5 (基礎－地盤系変形係数によるばね定数) の固有値解析結果である図－3. 39, 図－3. 40, 図－3. 41 でも確認できる。ケース3、ケース4 では刺激係数は1次モード、3次モードが大きく卓越周波数は約  $1 \text{ Hz}$ ,  $4 \text{ Hz}$  であるが、ケース5 では刺激係数は1次モード、2次モードで大きく卓越周波数は約  $0.7 \text{ Hz}$ ,  $1.7 \text{ Hz}$  である。この原因を明かにするため図－3. 42 にケース1～5 のばね定数の比較を示す。ケース5 はケース1～4 に比してかなり小さな値を示



していることがわかる。つまりケース5は基礎－地盤系の換算ばね定数が他のケースより軟らかめに評価されていることになる。ケース5の周波数特性が他のケースと異なる原因として次の2つが考えられる。この第1の原因は、地震時の地盤のひずみレベルは $10^{-4} \sim 10^{-3}$ であるのに対して載荷試験に基づく変形係数設定に用いるひずみレベルは $10^{-2} \sim 10^{-1}$ と地震時のひずみより大幅に大きいため換算地盤ばね定数が軟らかく評価されるからであり、第2の原因はケース5では基礎と地盤の接触面の地盤反力係数で基礎－地盤系をモデル化する常時の基礎の設計法を踏襲して地盤換算ばねを設定しており、地震時基礎地盤系の特徴である基礎近辺地盤全体まで含めた基礎の動的挙動を考慮していないためであると推定される。

#### ●剛体基礎－地盤系有限要素法静的ばね定数の適用性について

ケース3（剛体基礎－地盤系有限要素法静的ばね定数）の適用性について考察する。前述したように、ケース3の周波数特性はケース1（剛体基礎－地盤系有限要素法動的ばね、動的減衰）とほとんど変わらず、ケース3はタワー・ピアー系の周波数特性を再現できると考えられる。各ケースの代表点の応答加速度、発生断面力を表－3. 1に示すが、例えば主塔基部の曲げモーメントはケース1では $13930\text{t}\cdot\text{m}$ 、ケース3では $14358\text{t}\cdot\text{m}$ であり、橋脚基部の曲げモーメントはケース1では $89570\text{t}\cdot\text{m}$ 、ケース3では $159550\text{t}\cdot\text{m}$ とケース3はケース1と比較して大きな応答値を与える。これはケース1が周波数に依存した減衰であるのに対し、ケース3は基礎－地盤系の減衰特性として一定の減衰定数5%を設定しているので減衰特性が実際よりも過小であるためと考えられる。

剛体基礎－地盤系を水平、回転の2自由度のばね－質点系でモデル化し、換算ばね定数として有限要素法静的ばね定数を用いた斜張橋タワー・ピアー系の卓越振動特性は、基盤入力による有限要素法動的解析のものとほぼ一致する。また基礎重心位置の有効入力加速度の応答スペクトルも図－3. 43に示すように、高周波数領域を除いて、自然地盤の基礎重心点における地震動と大差ない。そして、減衰定数を主塔4%、橋脚5%、基礎5%と設定し、タワー・ピアー全体系をモード解析して求めた基礎頂部、橋脚および主塔に発生する断面力は基盤入力による応答値よりも大きく、ケース3の応答値は安全側に設定されるので、剛体基礎－地盤系を有限要素法でモデル化し、基礎と地盤の静的な釣合いより求めた換算地盤ばね定数を用いたばね－質点系モデルは斜張橋タワー・ピアー系の地震応答解析に適用できる。なお、このモデルがフレキシブルな高次不静定橋梁全体系の地震応答解析に適用できるかどうかは第6章で検討する。減衰定数は第5章に述べる振動試験を

もとに設定したものである。

ここで得られた結果は比較的地盤条件のよい砂礫、玉石混じりの洪積世地盤（せん断波速度300m/sec程度）についてである。

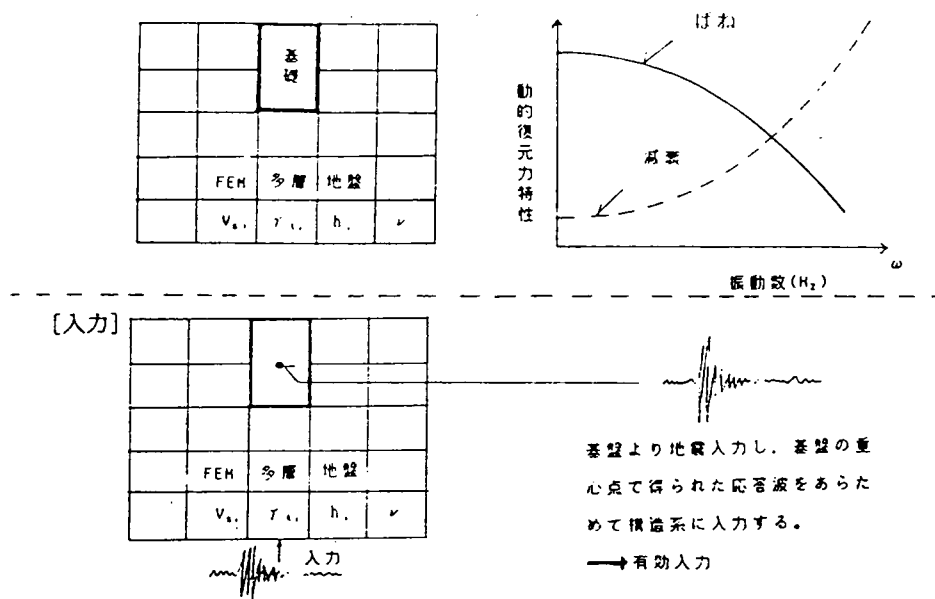


図-3.17 基礎-地盤系周波数依存ばね(有限要素法)動的解析概念図(ケース1)

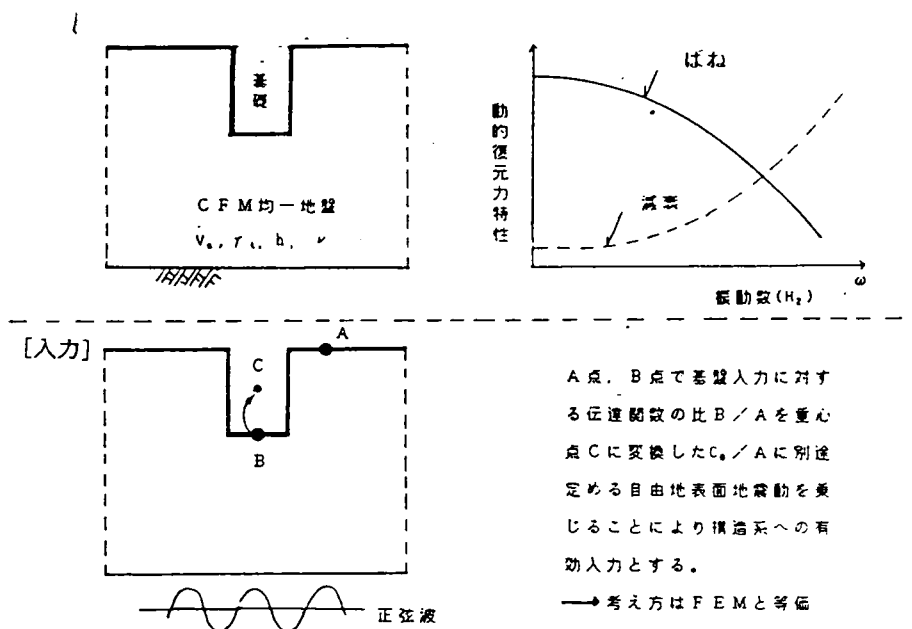
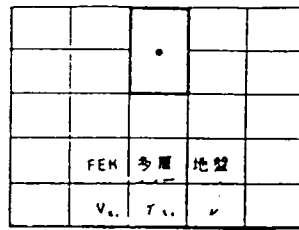
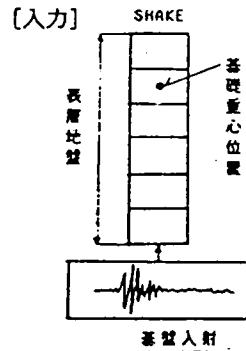


図-3.18 基礎-地盤系周波数依存ばね(C.F.M.)動的解析概念図(ケース2)

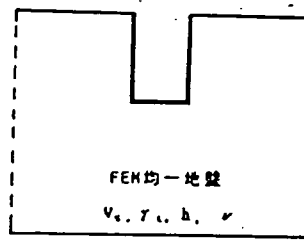


単位の力に対する変位の  
逆行列ではねは評価（静  
的ばね）、減衰定数は5  
%  
ケース1の周波数依存ば  
ねのうち、 $\omega = 0 \text{ Hz}$ に  
対応する。



1次元の重複反射理論に  
もとづく電算プログラム  
"SHAKE"により自然地盤  
における基礎重心位置で  
の応答波を構造系への入  
力地震動とする。  
(自然地盤入力)

図-3.19 基礎-地盤系静的ばね（有限要素法）動的解析概念図（ケース3）

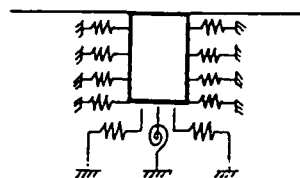


ケース2における周  
波数依存ばねのうち  
 $\omega = 0 \text{ Hz}$ に対する  
ばね（静的ばね）、  
減衰定数は5%

[入力]

ケース3に同じ

図-3.20 基礎-地盤系静的ばね(C.F.M.)動的解析概念図（ケース4）

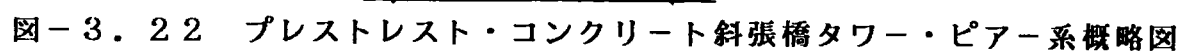


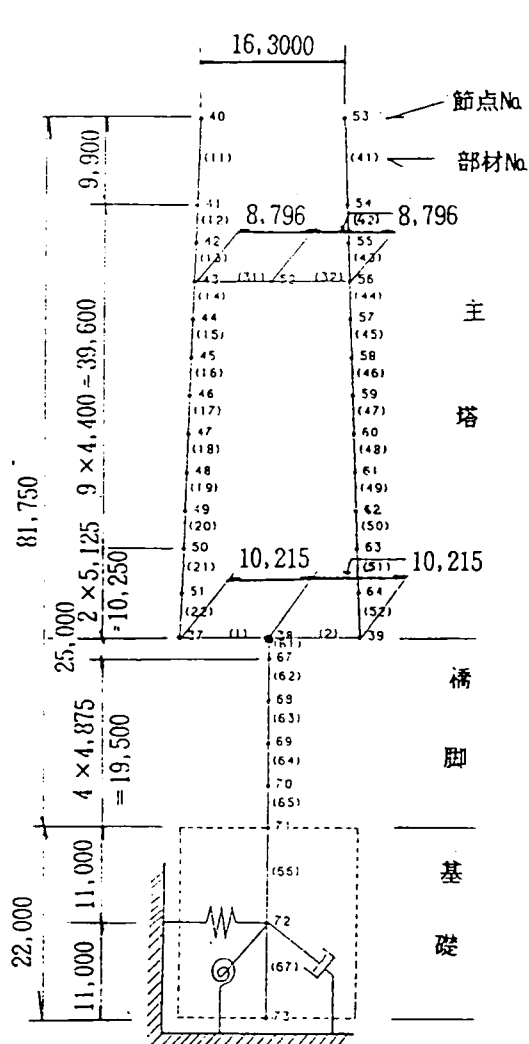
荷重試験により求ま  
る変形係数を用いて  
ばねを評価（静的ば  
ね）、減衰定数は5  
%

[入力]

ケース3に同じ

図-3.21 基礎-地盤系静的ばね（変形係数）動的解析概念図（ケース5）





部材No	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
11・41	6.138	3.105
12・42	7.639	4.257
13・43	8.638	5.129
14・44	9.634	6.114
15・45	10.778	7.227
16・46	11.920	8.472
17・47	13.110	9.860
18・48	14.348	11.403
19・49	15.634	13.109
20・50	16.966	14.989
21・05	18.460	17.233
22・51	20.129	19.901
31・52	10.54	8.681
1・2	1×10 <sup>4</sup>	1×10 <sup>8</sup>
61	137.47	6807.0
62	138.85	6725.2
63	129.98	5436.8
64	114.47	3615.2
65	110.59	2250.2

・ヤング率；主塔，橋脚とも  $E = 3.0 \times 10^4 \text{ t/m}^2$

単位体積重量  $\gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$

・基礎は剛体とする。（重心にて，質量M，回転慣性質量Jを評価）

$$M = 1145.8 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

$$J = 69416.4 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{sec}^2$$

・桁重量を節点38に付加する。  
 $W = 8433 \text{ ton}$

図-3.23 PC斜張橋タワー・ピアー系動的解析モデル（橋軸直角方向）

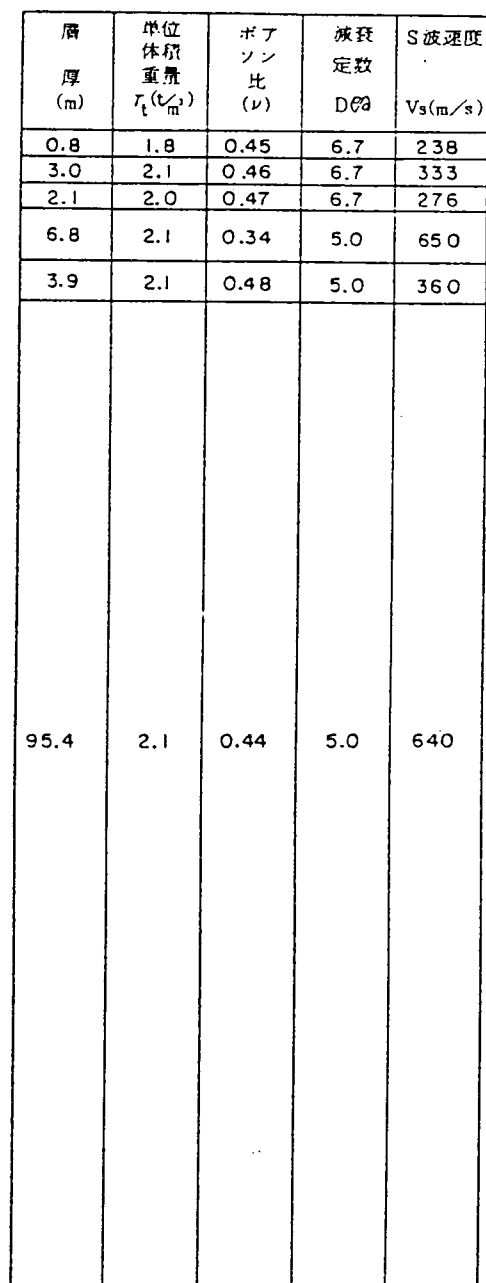


Figure 1 shows a rectangular lattice structure. The left vertical edge is labeled with indices (11) through (22) from top to bottom. The right vertical edge is labeled with indices (41) through (52) from top to bottom. The top horizontal edge is labeled with indices (31) and (32) at its ends. The bottom horizontal edge is labeled with indices (1) and (2) at its ends. The vertices are marked with dots and numbers: top-left is 40, top-right is 53, bottom-left is 37, and bottom-right is 38. The edges are represented by vertical and horizontal lines with dots at each integer index position.

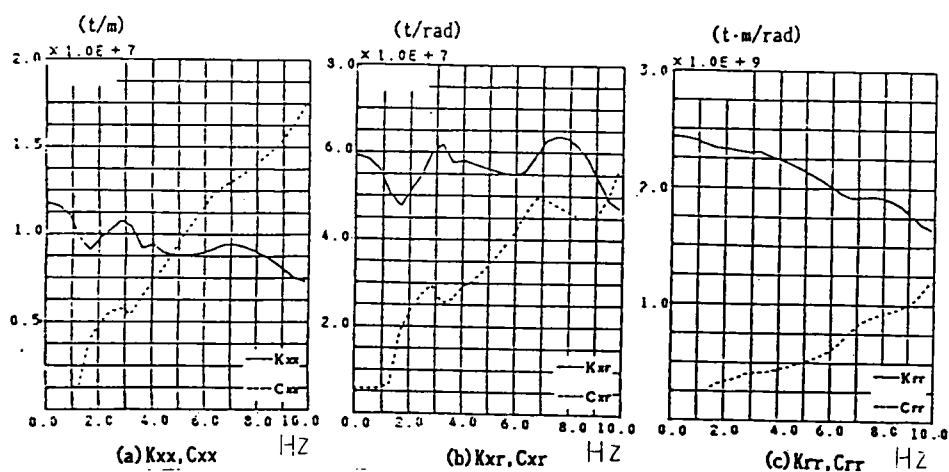


図-3.26 PC斜張橋の基礎重心位置動的復元力特性(γ-λ1, F.E.M.)

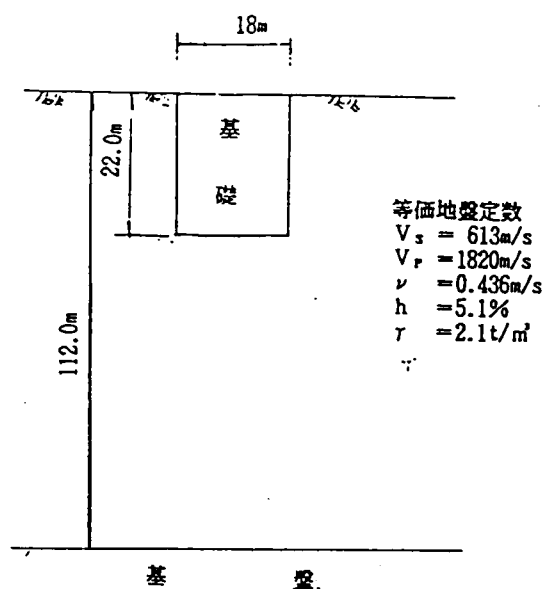


図-3.27 PC斜張橋のC.F.M.モデル仮想均一地盤

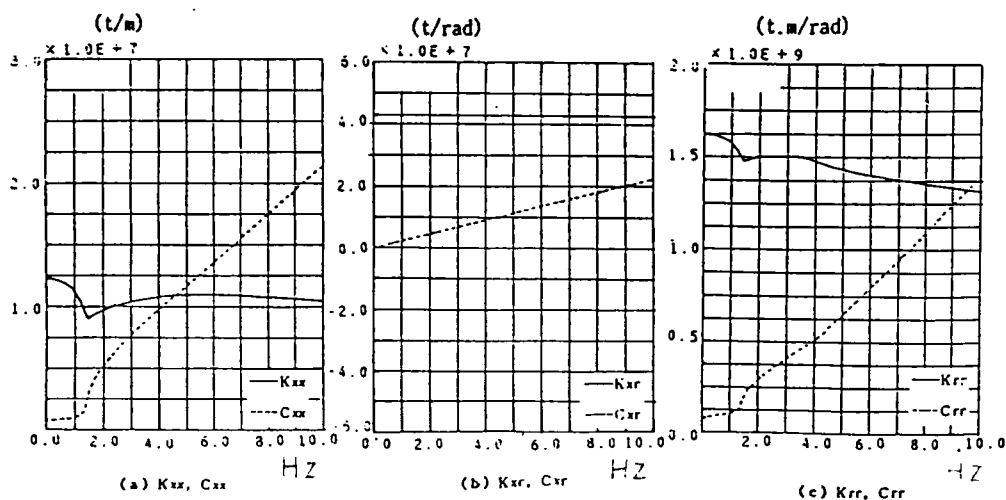


図-3.28 PC斜張橋の基礎重心位置動的復元力特性(γ-λ2, C.F.M.)



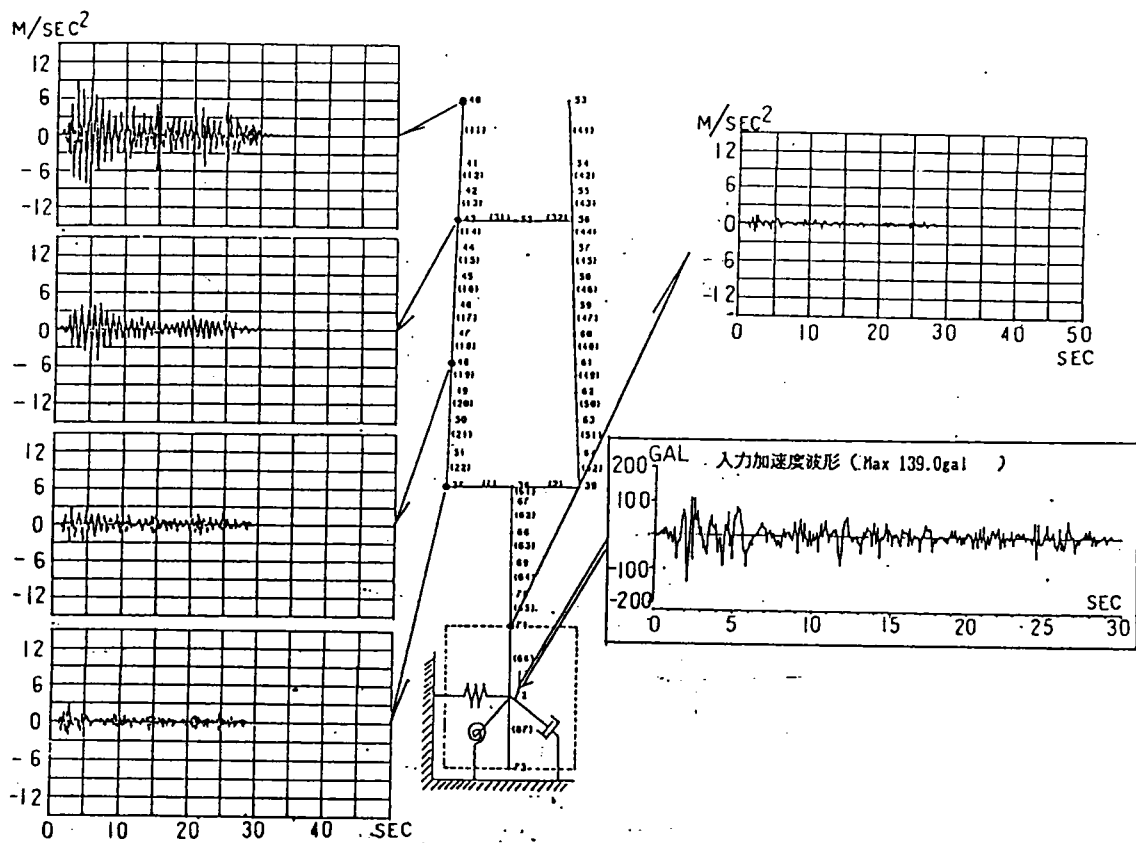


図-3.29 PC斜張橋のター・ピア系の基盤入力による応答加速度(ケース1、F.E.M.)

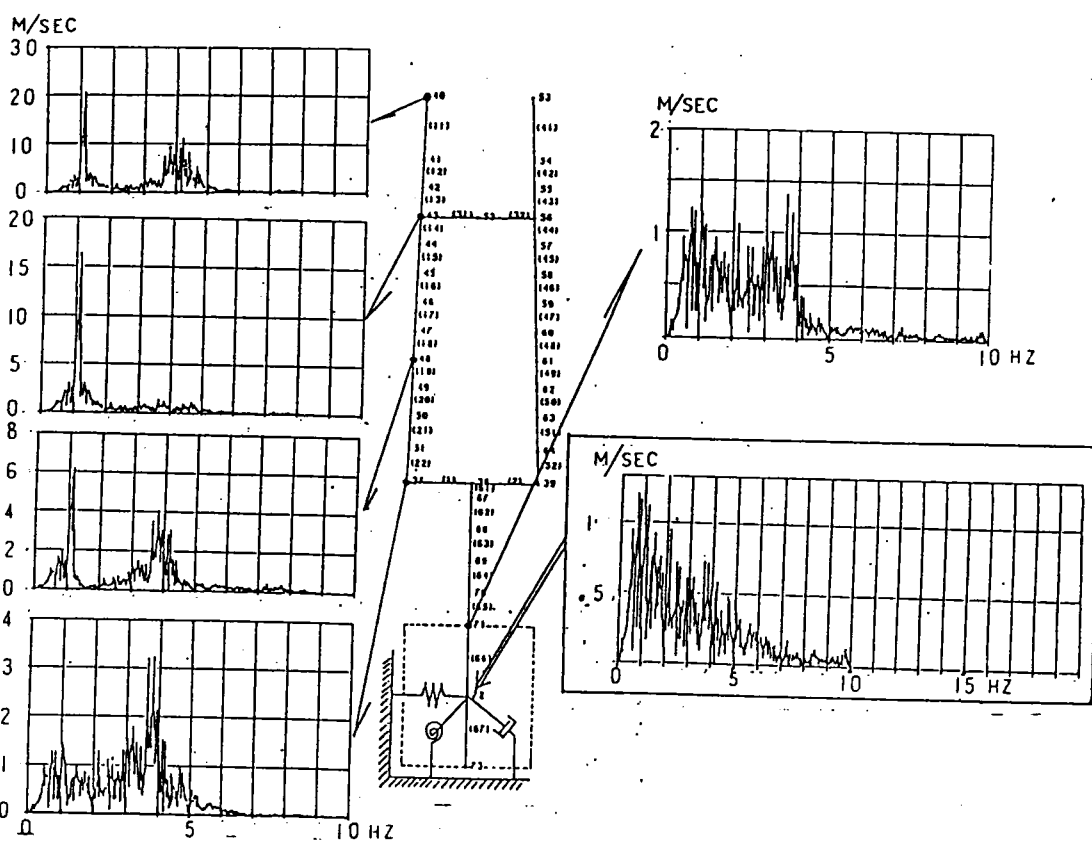


図-3.30 PC斜張橋のター・ピア系基盤入力応答加速度フーリエ・スペクトル(ケース1、F.E.M.)

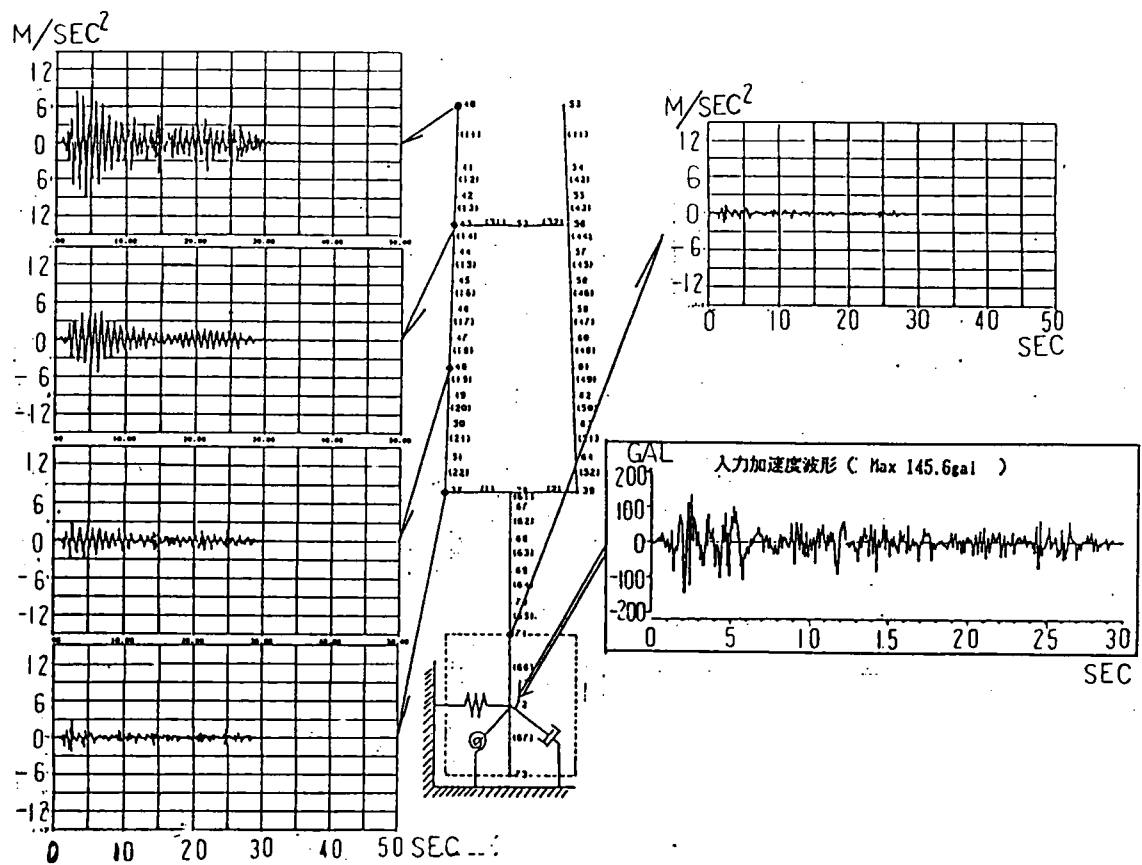


図-3.31 PC斜張橋のター・ビー系の基盤入力による応答加速度(ケース2,C.F.M.)

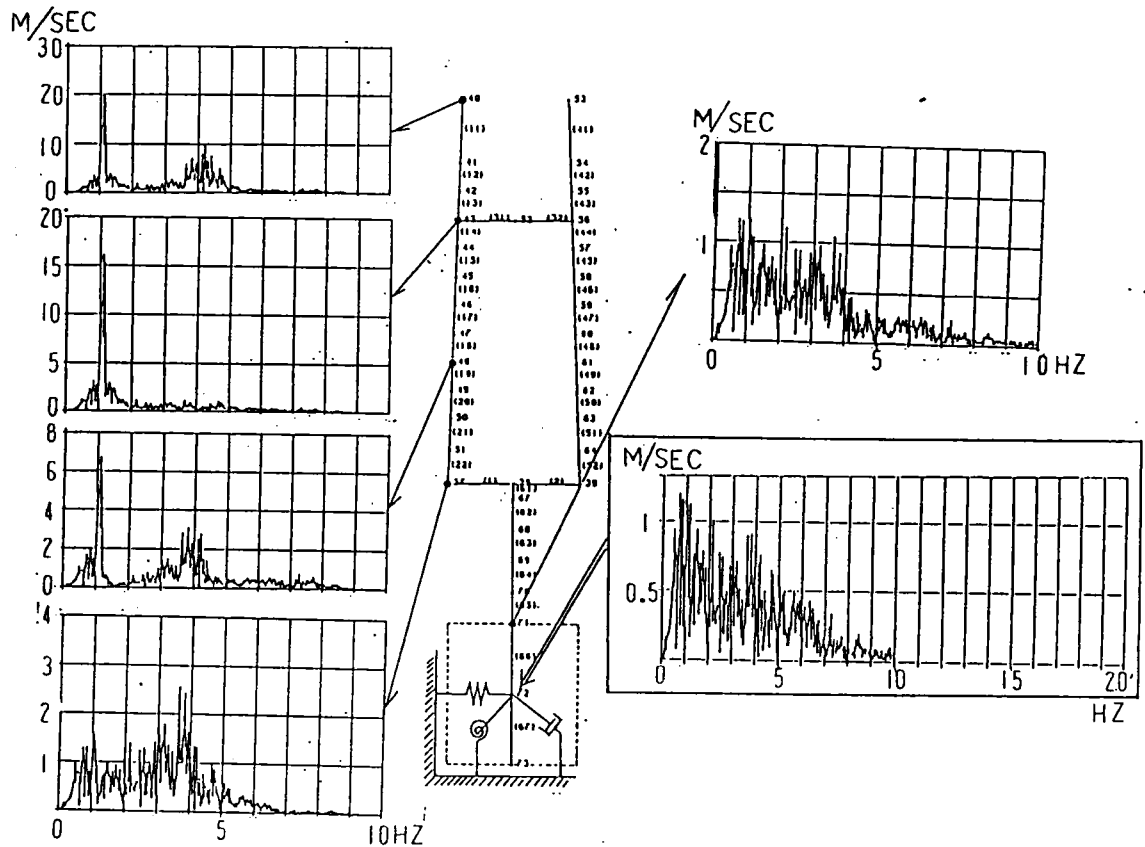


図-3.32 PC斜張橋のター・ビー系基盤入力応答加速度フーリエスペクトル(ケース2,C.F.M.)

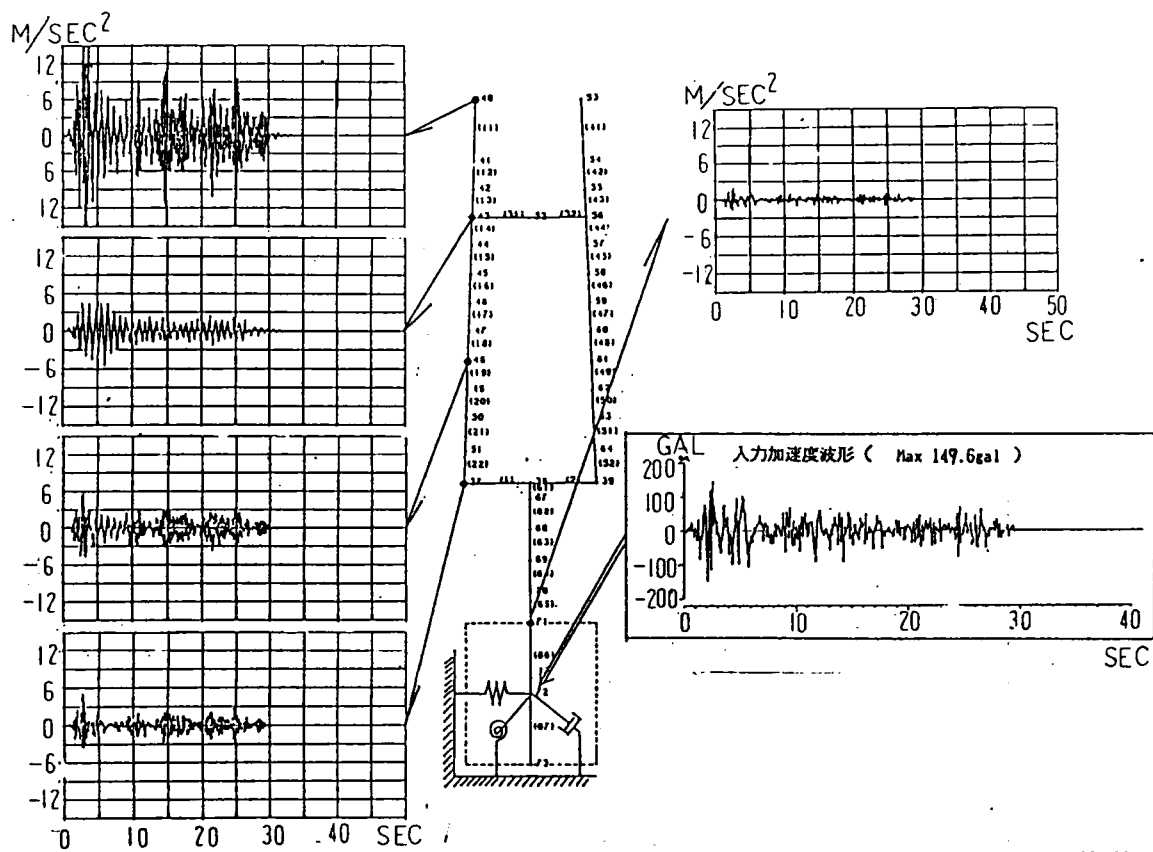


図-3.33 PC斜張橋のター・ピア系自然地盤入力応答加速度(ケー3、F.E.M.静的ばね)

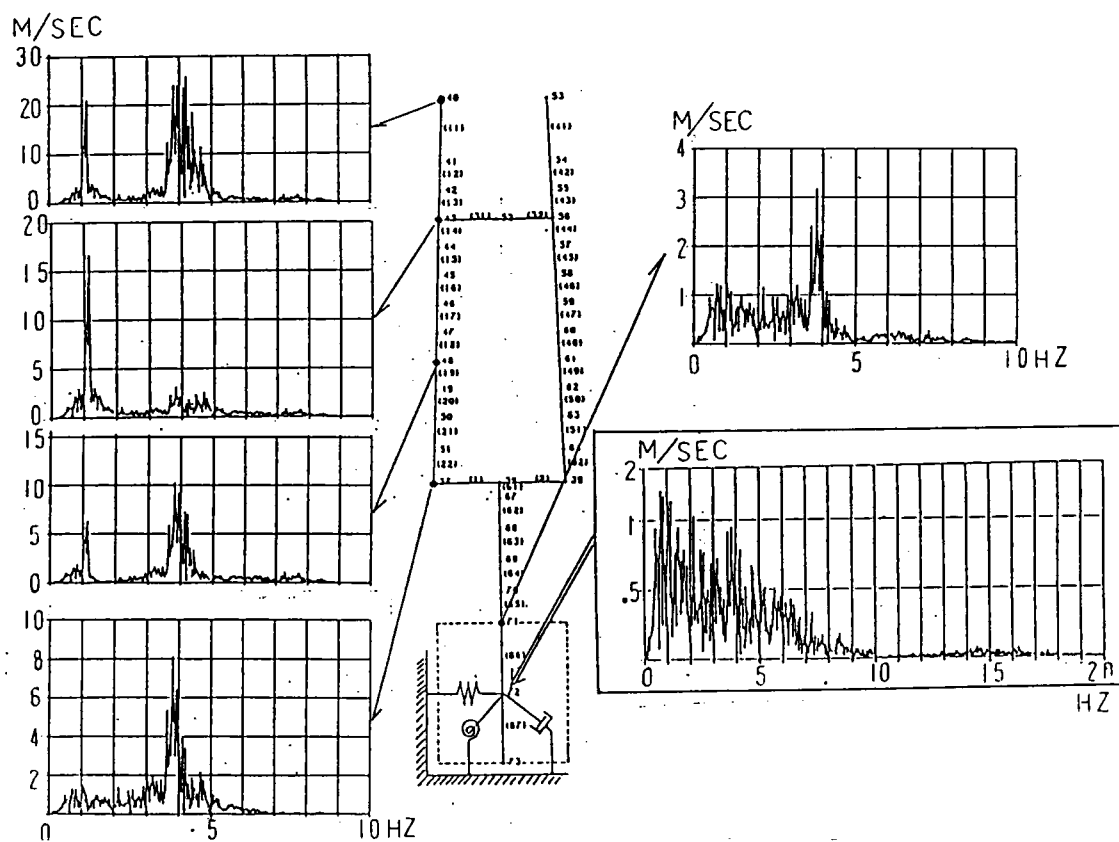


図-3.34 PC斜張橋のター・ピア系の自然地盤入力による応答加速度フーリエスペクトル  
(ケー3、F.E.M.静的ばね)

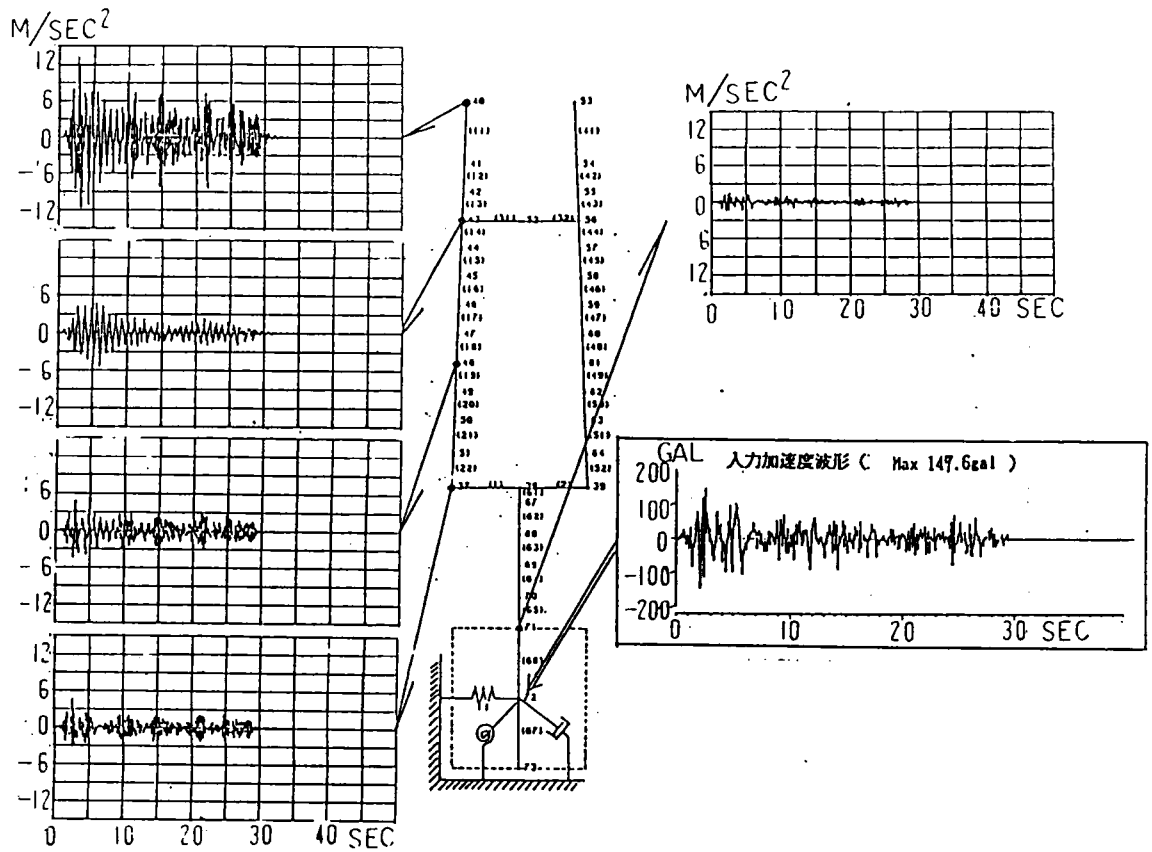


図-3.35 PC斜張橋のター・ピア系自然地盤入力応答加速度(ケー4、C.F.M.静的ばね)

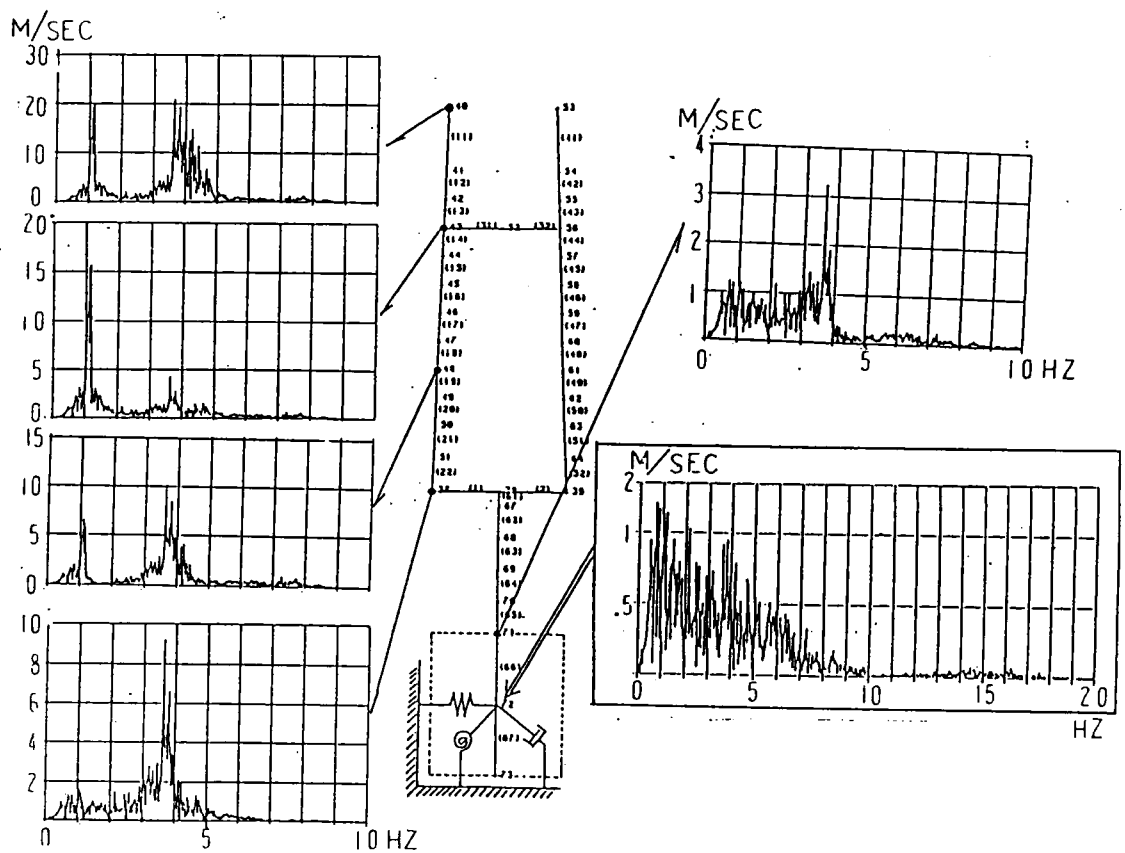


図-3.36 PC斜張橋のター・ピア系の自然地盤入力による応答加速度フーリエスペクトル(ケー4、C.F.M.静的ばね)

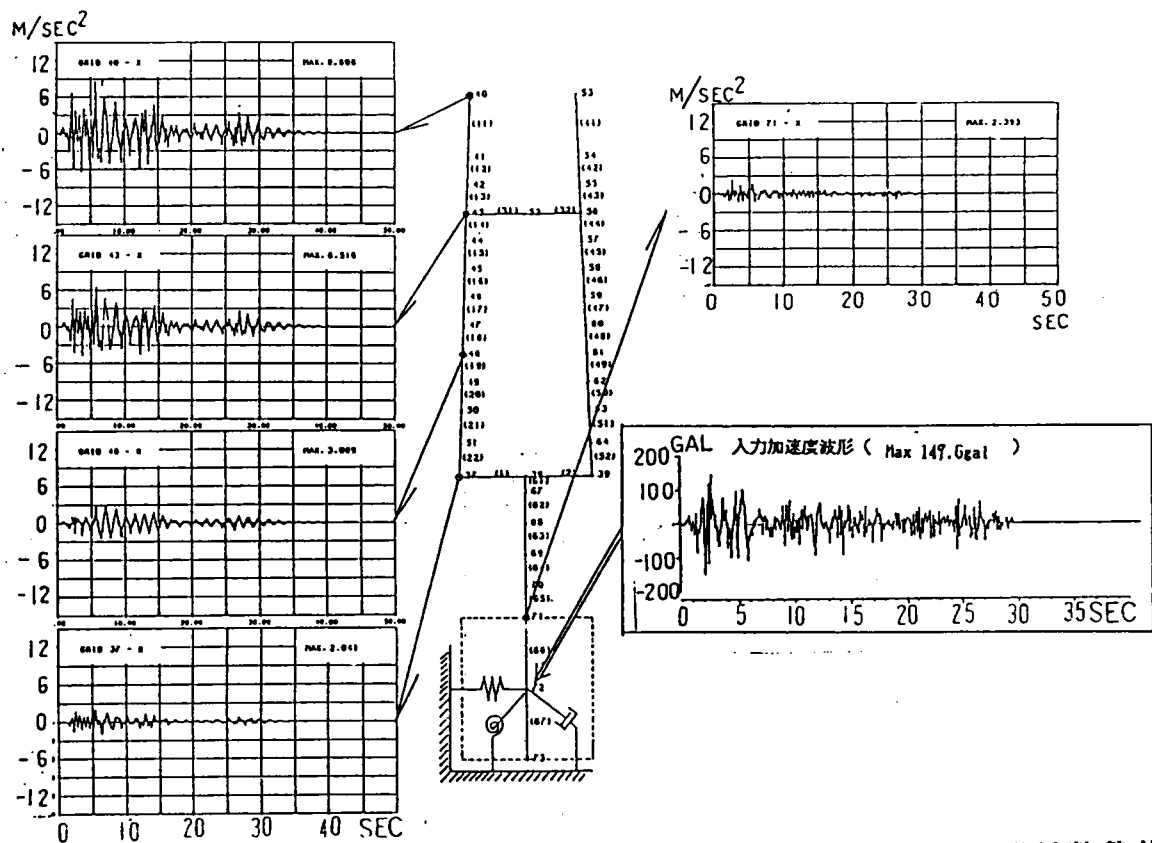


図-3.37 PC斜張橋のター・ピフ系自然地震入力応答加速度(ケース5、変形係数静的ばね)

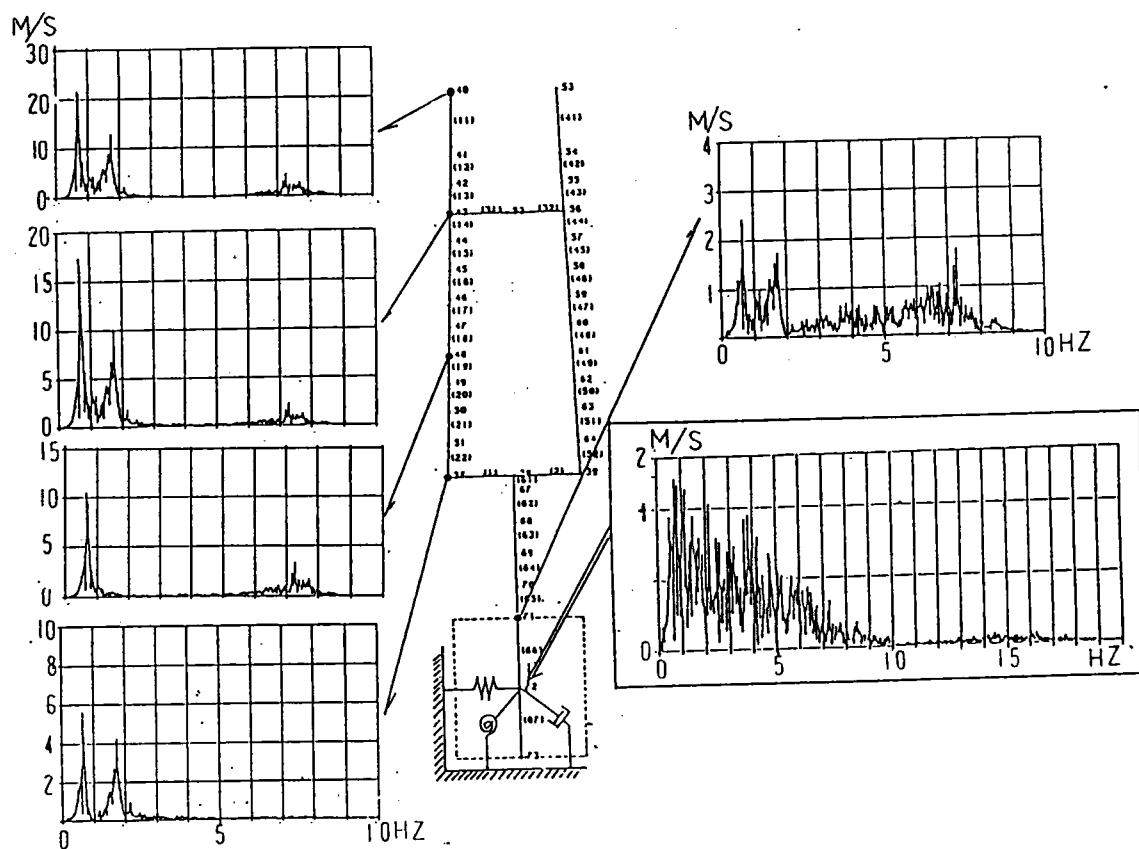


図-3.38 PC斜張橋のター・ピフ系の自然地震入力による応答加速度フーリエスペクトル(ケース5、変形係数静的ばね)

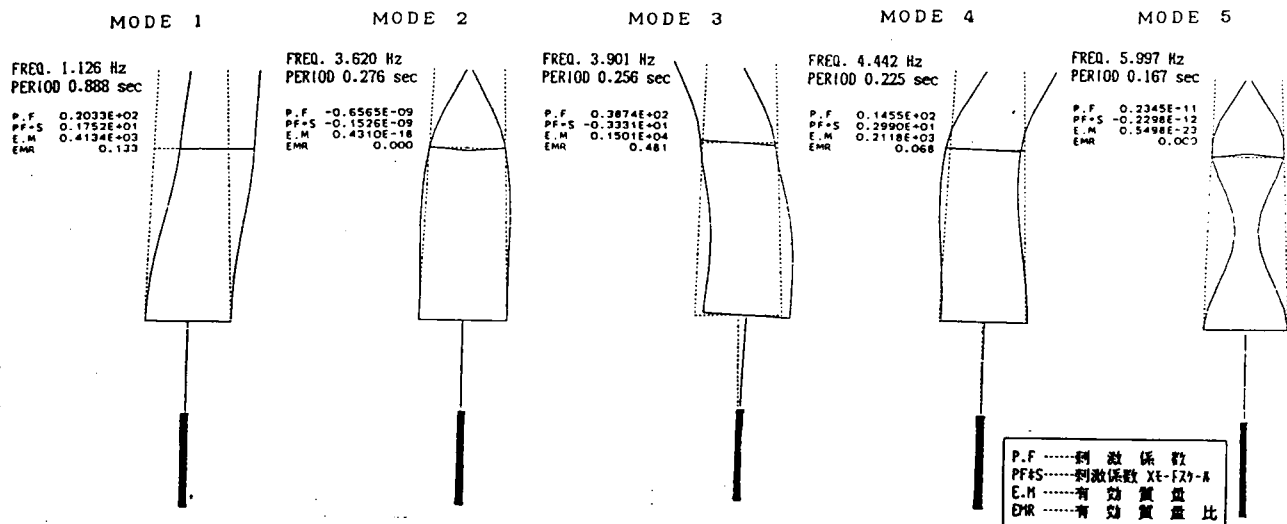


図-3.39 PC斜張橋のター・ビーム系の固有値解析結果(ケース3、F.E.M.静的ばね)

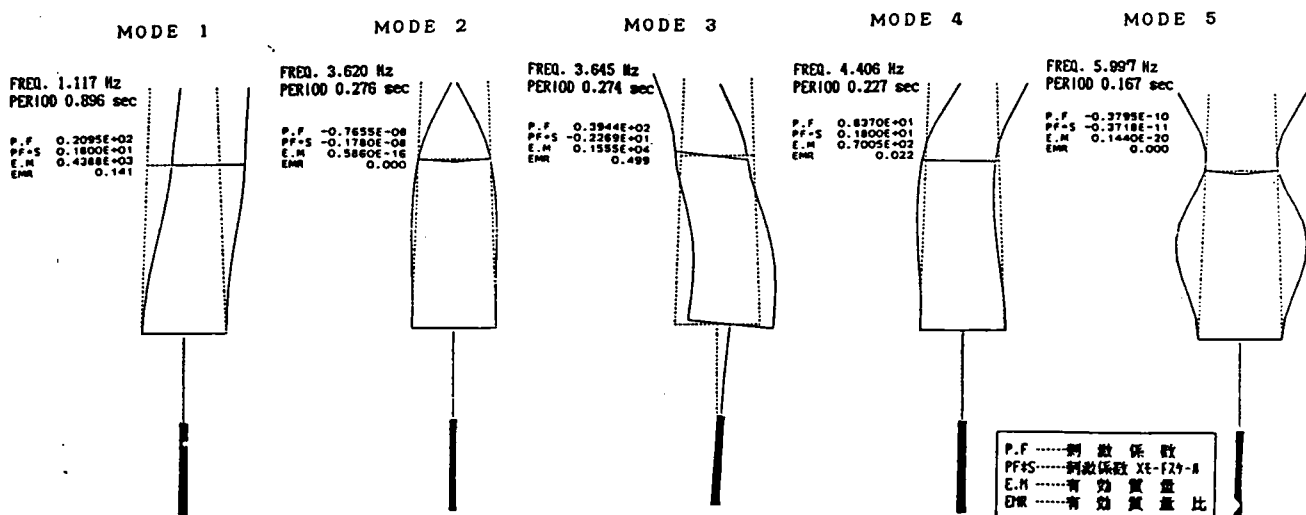


図-3.40 PC斜張橋のター・ビーム系の固有値解析結果(ケース4、C.F.M.静的ばね)

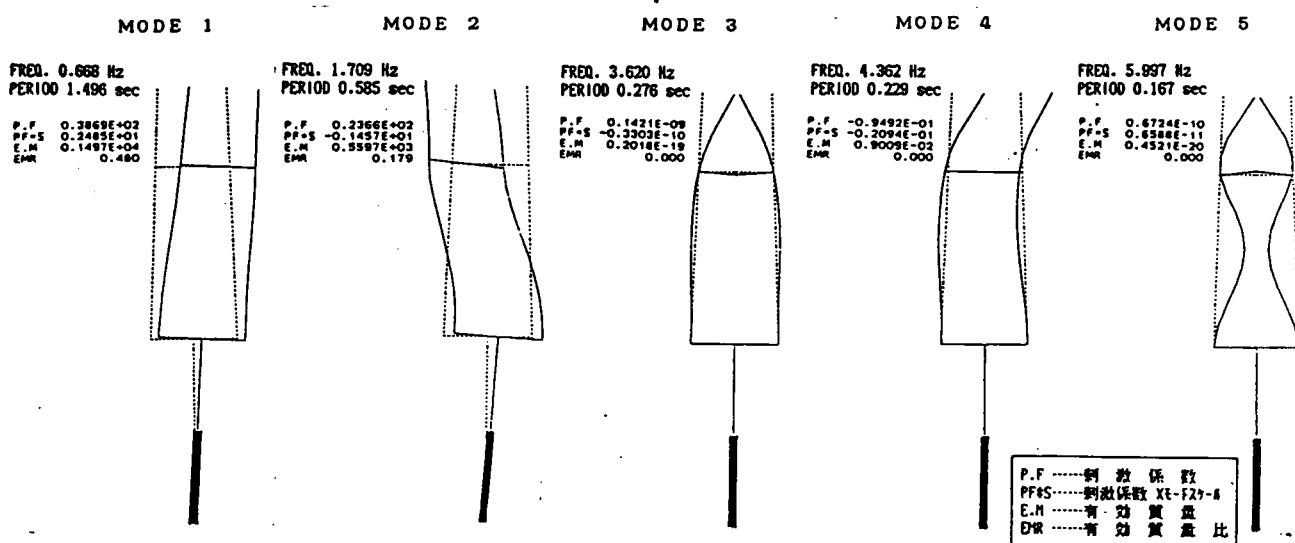


図-3.41 PC斜張橋のター・ビーム系の固有値解析結果(ケース5、変形係数静的ばね)

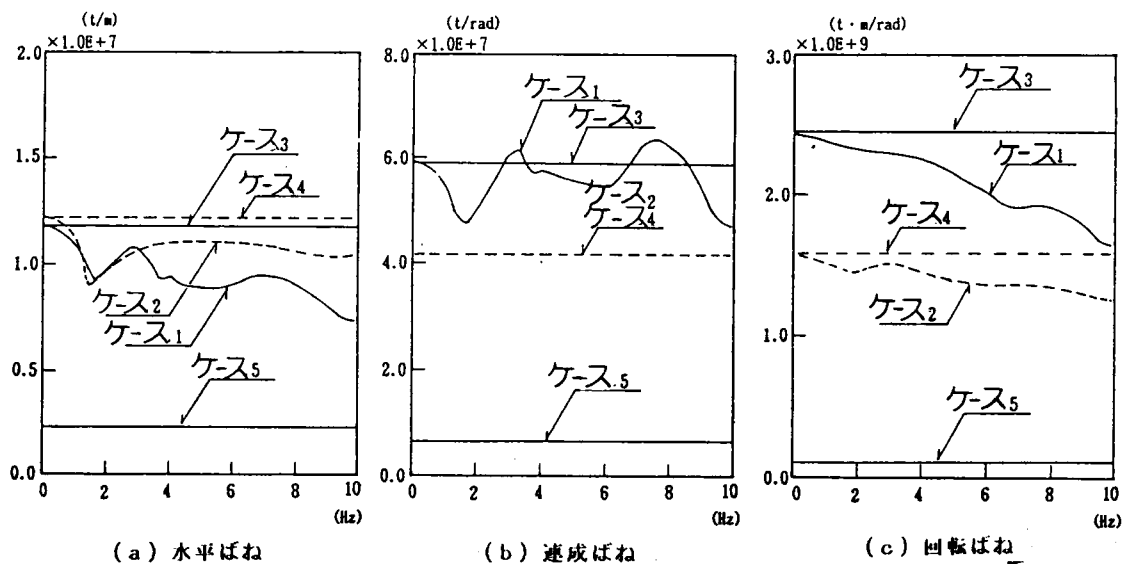


図-3.42 PC斜張橋タワー・ピアー系のケース1～5のばね定数

表-3.1 PC斜張橋タワー・ピアー系のケース1～5の代表点の応答解析結果

ケース	節点	水平成分		回転成分		応答加速度波形のフーリエスペクトルピーク振動数 (Hz)	ビーム材 No.	せん断力 (t)	曲げモーメント (t/m)
		応答加速度 (gal)	応答変位 (cm)	応答加速度 (rad/sec <sup>2</sup> )	応答変位 (rad)				
ケース1 FEM 周波数依存 ばね 有効入力	40	875	12.8	0.47	$0.16 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.3	22	610	13930
	43	523	10.3	0.094	$0.80 \cdot 10^{-3}$	1.1	65	4494	89570
	48	311	4.10	0.18	$0.32 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.3			
	37	305	0.55	0.093	$0.19 \cdot 10^{-3}$	1.1・3.0~3.3・3.5~4.0			
	71	146	0.19	0.044	$0.88 \cdot 10^{-4}$	—			
ケース2 CFM 周波数依存 ばね 有効入力	40	870	13.7	0.42	$0.17 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.3	22	641	14564
	43	534	10.9	0.082	$0.88 \cdot 10^{-3}$	1.1	65	4189	90860
	48	309	4.41	0.20	$0.34 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.3			
	37	295	0.58	0.10	$0.22 \cdot 10^{-3}$	1.1・3.0~3.3・3.5~4.0			
	71	160	0.19	0.051	$0.11 \cdot 10^{-3}$	—			
ケース3 FEM $\omega = 0 \text{ Hz}$ ばね	40	1698	12.9	1.13	$0.24 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.5	22	649	14358
	43	570	10.5	0.21	$0.80 \cdot 10^{-3}$	1.1	65	7524	159550
	48	511	4.18	0.28	$0.33 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.5			
	37	200	0.86	0.18	$0.32 \cdot 10^{-3}$	・3.5~4.2			
	71	199	0.29	0.077	$0.13 \cdot 10^{-3}$	・3.5~4.0			
ケース4 CFM $\omega = 0 \text{ Hz}$ ばね	40	546	13.3	0.76	$0.20 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.5	22	671	14604
	43	491	10.8	0.14	$0.83 \cdot 10^{-3}$	1.1	65	6887	139450
	48	474	4.47	0.25	$0.34 \cdot 10^{-2}$	1.1・3.5~4.2			
	37	491	0.94	0.16	$0.32 \cdot 10^{-3}$	・3.5~3.9			
	71	157	0.31	0.086	$0.17 \cdot 10^{-3}$	・3.5~3.8			
ケース5 道示ばね	40	861	28.3	0.28	$0.32 \cdot 10^{-2}$	0.7・1.7・7.2	22	660	15255
	43	652	22.8	0.068	$0.25 \cdot 10^{-2}$	0.7・1.7・7.2	65	3471	100570
	48	309	13.9	0.23	$0.46 \cdot 10^{-2}$	0.7・(フシ)・7.2			
	37	204	7.37	0.12	$0.21 \cdot 10^{-2}$	0.7・1.7			
	71	239	2.84	0.11	$0.20 \cdot 10^{-2}$	0.7・1.7・7.2			

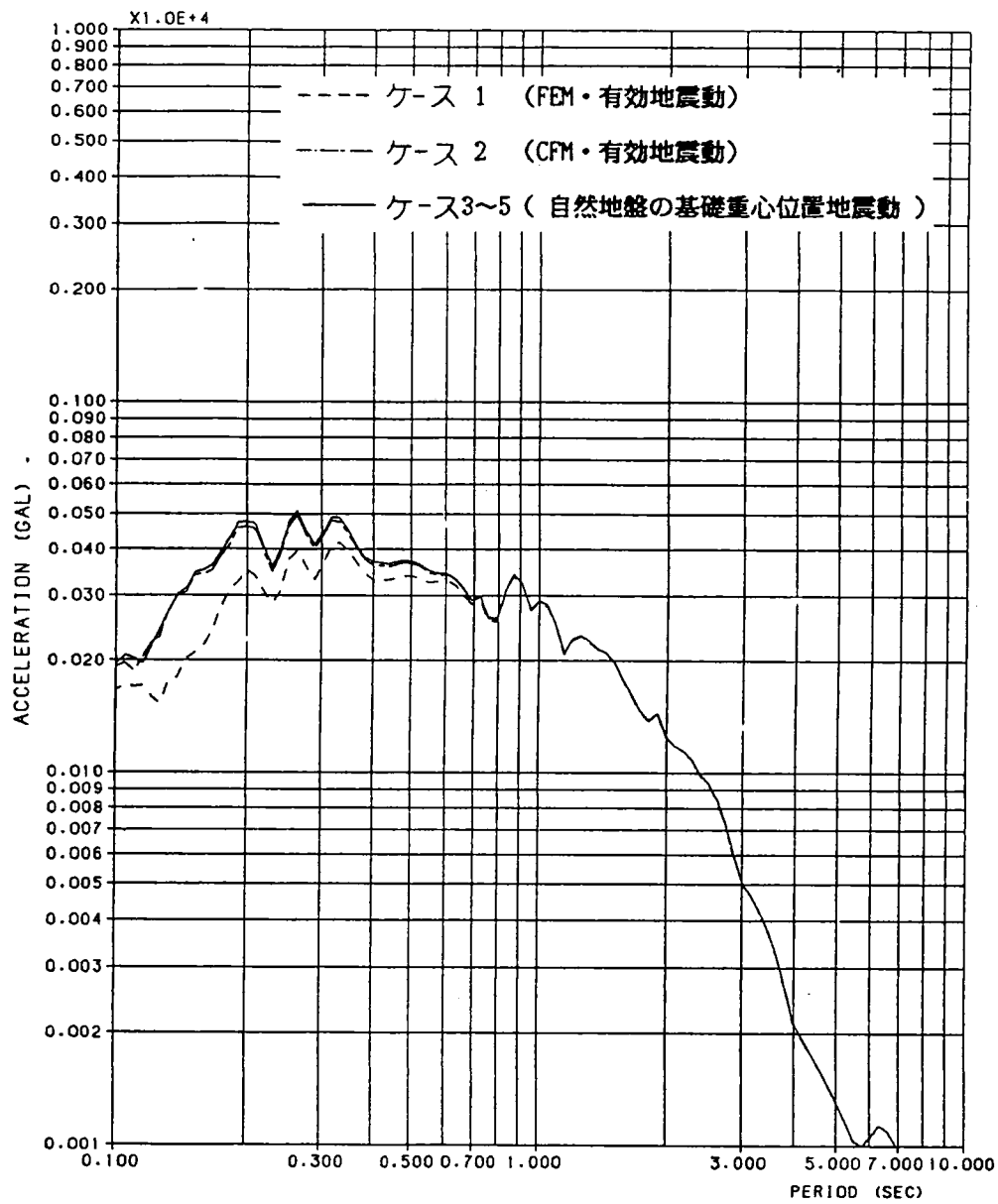


図-3.43 PC斜張橋ター・ピア系の基礎位置での加速度応答スペクトル(ケース1～5)



### 3. 6 有限要素法静的ばね定数と変形係数に基づくばね定数の比較<sup>9)</sup>

3. 5でケース3の有限要素法静的ばね定数は、剛体基礎―地盤系を図-3. 24のようにばね―質点系でモデル化し構造系全体の応答をモード解析で行なった時、減衰定数を適当に設定すれば、ケーソン頂部および主塔、橋脚の断面力は安全側の応答値となり実設計に適用できることがわかった。これに対し、載荷試験による変形係数より地盤反力係数を求め、それを用いて計算した換算地盤ばね定数を用いて求めた橋脚―剛体基礎系の固有振動特性は妥当でなくなる場合があり、道路橋示方書の換算ばね定数をそのまま地震応答解析に使用することに対しては問題点が残されていることがわかった。これは3. 5で述べたように、載荷試験によって変形係数を求める時の地盤のひずみが地震時のそれに比べて大きいことと、基礎と地盤の接触面の地盤反力係数を用いて常時の剛体基礎の設計法と同様に地震時の剛体基礎―地盤系の換算ばねを求めることに原因があると思われる。しかし変形係数による慣用的な換算ばね定数と有限要素法静的ばね定数との間に何らかの相関関係があれば、剛体基礎―地盤系に有限要素法を適用しなくとも、地盤条件、剛体基礎形状が類似していれば、変形係数による方法から剛体基礎の妥当なばね定数を簡便に推定できるであろう。

本節では有限要素法静的ばね定数と変形係数による地盤反力係数から求めた換算地盤ばね定数（具体的な算定方法は道路橋示方書<sup>18)</sup>に従う。）の間に相関性が存在するかどうか明かにするため以下のi)～iv)に示す剛体基礎A, B, C, Dについて検討を行なう。なおばねは式(3. 73)に示すように基礎重心位置で評価し、水平、回転、鉛直の3自由度を有する換算ばね定数とする。

i) 剛体基礎Aの諸元を図-3. 44に示す。これは、図-6. 4（第6章の6. 3）に示すPC連続ラーメン橋のP<sub>2</sub>橋脚基礎であり、深さ19.5m、直径8.5mの円形断面大口径深礎である。その軸対称有限要素法モデルおよび地盤条件を図-3. 45に示す。地盤は大部分が礫層からなりせん断波速度は基礎上部では約100～250m/sec、基礎下部では800m/sec以上もあるが、基礎の直径が制限されているため側面抵抗で地震時の基礎の安定を確保するためかなり固い層まで根入れを必要とする基礎である。基礎上層部約7mは3. 2で述べた応答変位法を用いて図-2. 8, 図-3. 3に示すせん断変形係数のひずみ依存性を考慮する。側方境界条件としては3. 3で定義した伝達境界を用いる。このようにして求めた有限要素法静的ばね定数と変形係数を用いて地盤反力係数から求めた換算ばね定数の値およびそれらの比を表-3. 2に示す。

i i) 剛体基礎Bの諸元を図-3.46に示す。これもまた深さ20m、直径12.5mの円形断面大口径深礎である。その軸対称有限要素法モデルおよび地盤条件を図-3.47に示す。地盤は大部分が礫層からなりせん断波速度は基礎部では約200～340m/secで、基礎上層部約14mは3.2で述べた応答変位法を用いて図-2.8、図-3.3に示すせん断変形係数のひずみ依存性を考慮する。側方境界条件としては3.3で定義した伝達境界を用いることとする。このようにして求めた有限要素法静的ばね定数と変形係数を用いて地盤反力係数から求めた換算ばね定数の値およびそれらの比を表-3.3に示す。

i i i) 剛体基礎Cの諸元を図-3.48に示す。これは図-2.6に示すPC斜張橋P<sub>1</sub>橋脚基礎であり、地下水位の高い地盤に建設されるため、深さ22m、直径18mの円形断面ニューマチック・ケーソン基礎となっている。その軸対称有限要素法モデルおよび地盤条件を図-3.49に示す。地盤は大部分が礫層からなりせん断波速度は基礎上部では約230～330m/sec、基礎下部では360～650m/sec程度である。基礎上層部約6mは3.2で述べた応答変位法を用いて図-2.8、図-3.3に示すせん断変形係数のひずみ依存性を考慮する。側方境界条件としては3.3で定義した伝達境界を用いる。このようにして求めた有限要素法静的ばね定数と変形係数を用いて地盤反力係数から求めた換算ばね定数の値およびそれらの比を表-3.4に示す。

i v) 剛体基礎Dの諸元を図-3.50に示す。地下水位の高い地盤に建設されるため、深さ18m、直径14mの円形断面ニューマチック・ケーソン基礎となっている。その軸対称有限要素法モデルおよび地盤条件を図-3.51に示す。地盤は大部分が礫層からなりせん断波速度は基礎上部では約230m/sec、基礎下部では400m/sec程度である。基礎上層部約8mは3.2で述べた応答変位法を用いて図-2.8、図-3.3に示すせん断変形係数のひずみ依存性を考慮する。側方境界条件としては3.3で定義した伝達境界を用いる。このようにして求めた有限要素法ばね定数と変形係数を用いて地盤反力係数から求めた換算ばね定数の値およびそれらの比を表-3.5に示す。

基礎A、B、C、Dの有限要素法静的ばね定数と変形係数によるばね定数との比較をまとめて表-3.6に示す。これによると、最も影響の大きい有限要素法静的水平ばね定数

は載荷試験から求めた変形係数による水平ばね定数に比べて約2～4倍大きいことがわかる。また同表より水平ばね比に対して回転ばね比は約2倍、鉛直ばね比は約1.5倍と相関関係が認められる。これより有限要素法静的水平ばね定数と変形係数に基づいている道路橋示方書水平ばね定数の比を設定すれば、回転ばね定数、鉛直ばね定数を設定することができる。

このばね定数の相関関係を実験的に検証するため第5章の5.3では振動試験の動的応答解析によるシミュレーションより求めた換算ばね定数と有限要素法静的ばね定数

[K]<sub>FEM</sub> を比較し、考察を加えることにする。

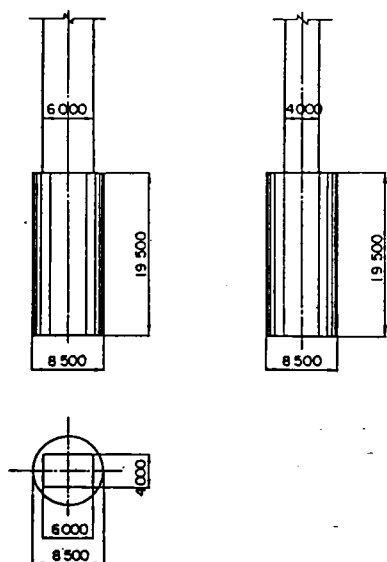


図-3.44 剛体基礎A概略図

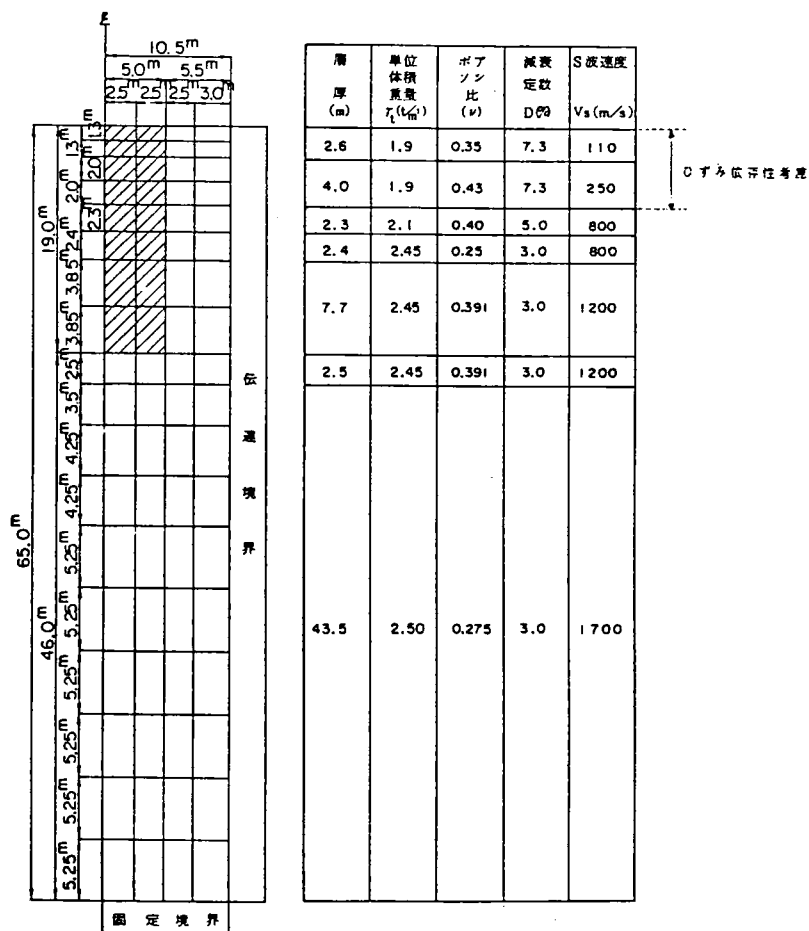
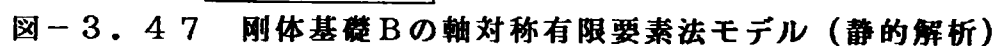


図-3.45 剛体基礎Aの軸対称有限要素法モデル (静的解析)

表-3.2 剛体基礎Aの有限要素法静的ばねと道路橋示方書ばね

	水平ばね $K_{xx}$ (t/m)	回転ばね $K_{\theta\theta}$ (°/rad)	連成ばね $K_{x\theta}$ (°/rad)	鉛直ばね $K_{yy}$ (t/m)
FEMばね	$3.49 \times 10^7$	$3.24 \times 10^8$	$2.11 \times 10^8$	$3.79 \times 10^7$
道示ばね	$1.03 \times 10^7$	$5.94 \times 10^8$	$6.23 \times 10^7$	$7.95 \times 10^6$
FEM 比 : 道示	3.4	5.5	3.4	4.8



	水平ばね $K_{ux}$ (N/m)	回転ばね $K_{\theta z}$ (°/rad)	遠成ばね $K_{ux}$ (°/rad)	鉛直ばね $K_{vy}$ (N/m)
FEMばね	$1.65 \times 10^7$	$3.06 \times 10^9$	$1.94 \times 10^8$	$2.69 \times 10^7$
道示ばね	$9.21 \times 10^6$	$8.91 \times 10^8$	$8.25 \times 10^7$	$9.95 \times 10^6$
比; $\frac{\text{FEM}}{\text{道示}}$	1.8	3.4	2.4	2.7

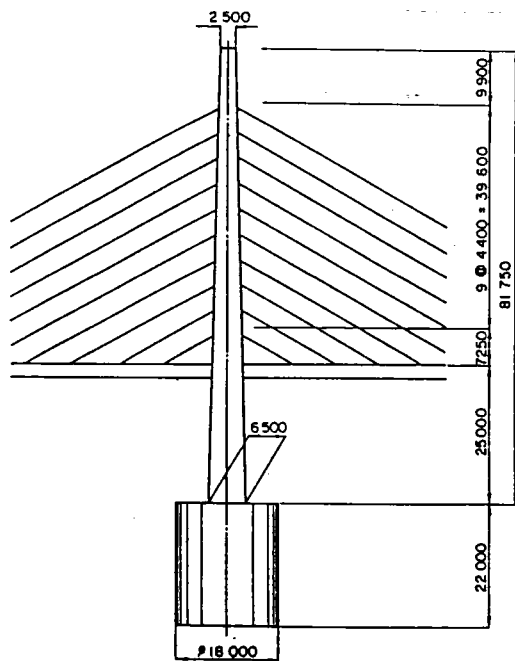


図-3.48 剛体基礎C概略図

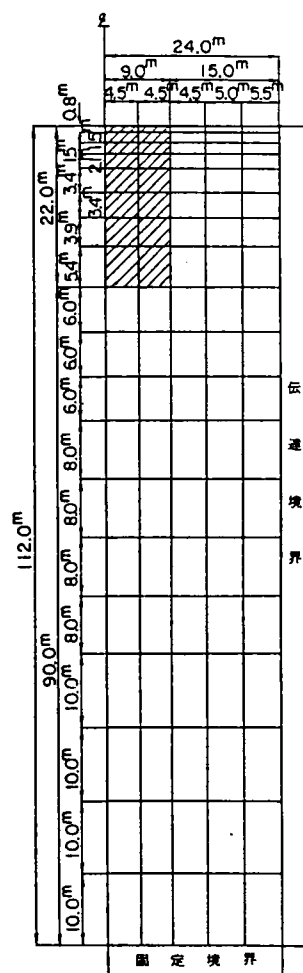


図-3.49 剛体基礎Cの軸対称有限要素法モデル（静的解析）

層厚 (m)	単位体積重量 $\gamma_1 (kN/m^3)$	ポアソン比 ( $\nu$ )	減衰定数 D(%)	S波速度 $V_s (m/s)$
0.8	1.8	0.45	6.7	238
3.0	2.1	0.46	6.7	333
2.1	2.0	0.47	6.7	276
6.8	2.1	0.34	5.0	650
3.9	2.1	0.48	5.0	360
95.4	2.1	0.44	5.0	640

つまり  
依存性考慮

表-3.4 剛体基礎Cの有限要素法静的ばねと道路橋示方書ばね

	水平ばね $K_{HK} (t/m)$	回転ばね $K_{RZ} (^\circ m / rad)$	連成ばね $K_{HK} (^\circ / rad)$	鉛直ばね $K_{VZ} (^\circ / rad)$
FEMばね	$1.18 \times 10^7$	$2.43 \times 10^9$	$5.91 \times 10^7$	$1.14 \times 10^7$
道示ばね	$3.28 \times 10^6$	$1.99 \times 10^8$	$1.61 \times 10^7$	$1.55 \times 10^6$
比: $\frac{FEM}{道示}$	3.6	12.2	3.7	7.4

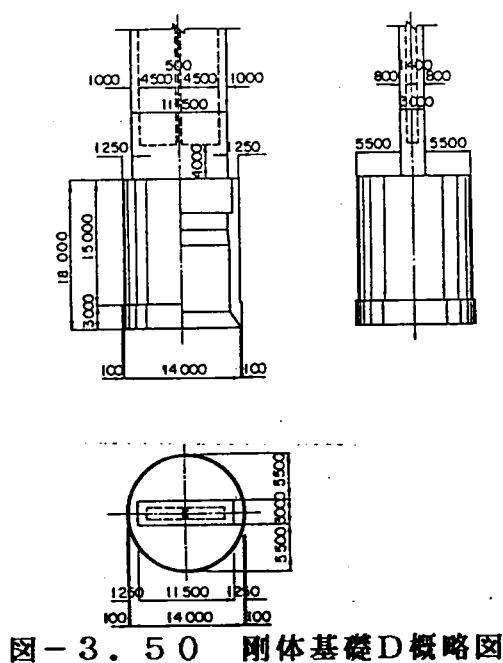


図-3.50 剛体基礎D概略図

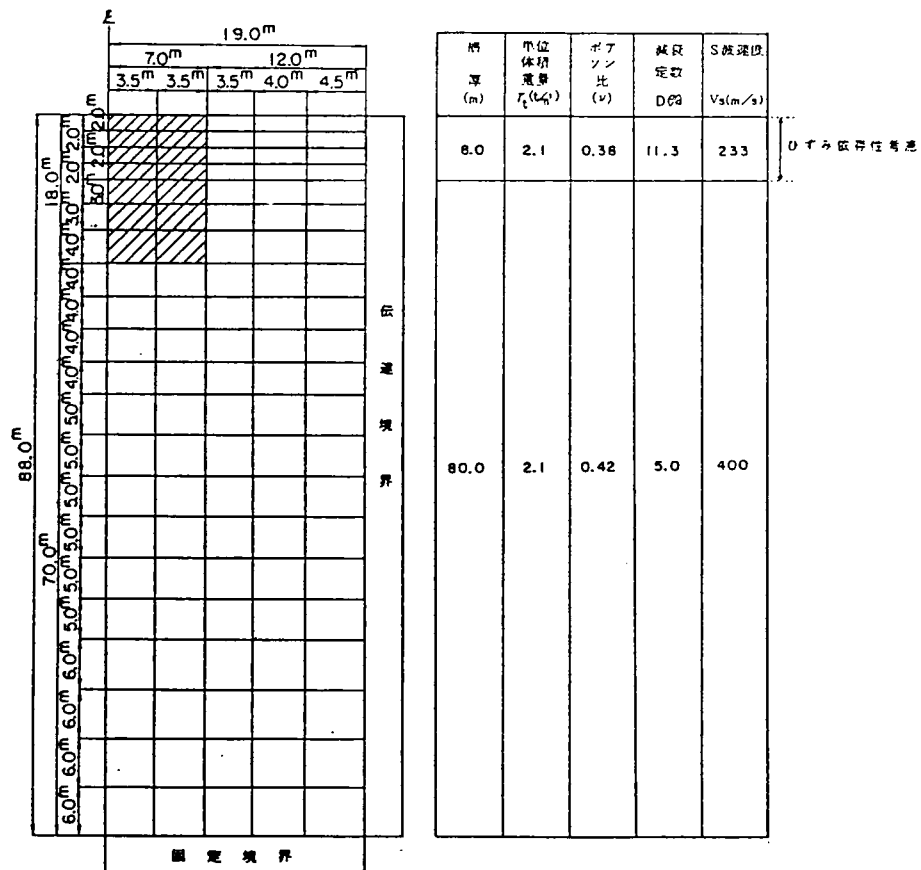


図-3.51 剛体基礎Dの軸対称有限要素法モデル (静的解析)

表-3.5 剛体基礎Dの有限要素法静的ばねと道路橋示方書ばね

	水平ばね $K_{xx}$ (N/mm)	回転ばね $K_{\theta z}$ (Nm/rad)	連成ばね $K_{xz}$ (N/rad)	鉛直ばね $K_{zz}$ (N/mm)
FEMばね	$3.69 \times 10^6$	$4.95 \times 10^8$	$1.57 \times 10^7$	$3.53 \times 10^6$
道示ばね	$1.75 \times 10^6$	$7.22 \times 10^7$	$5.29 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
FEM 比 ; 道示	2.1	6.9	3.0	3.1

表-3.6 剛体基礎の有限要素法静的ばねと道路橋示方書ばねの比較

基礎名	水平ばね比 $\frac{K_{HX}(FEM)}{K_{HX}(道示)}$	回転ばね比 $\frac{K_{RZ}(FEM)}{K_{RZ}(道示)}$	連成ばね比 $\frac{K_{HR}(FEM)}{K_{HR}(道示)}$	鉛直ばね比 $\frac{K_{VY}(FEM)}{K_{VY}(道示)}$
A	3.4 (1.0)	5.5 (1.6)	3.4 (1.0)	4.8 (1.4)
B	1.8 (1.0)	3.4 (1.9)	2.4 (1.3)	2.7 (1.5)
C	3.6 (1.0)	12.2 (3.4)	3.7 (1.0)	7.4 (2.1)
D	2.1 (1.0)	3.0 (1.4)	6.9 (3.3)	3.1 (1.5)
平均	3.5 (1.0)	7.2 (1.9)	4.7 (1.6)	4.5 (1.4)

※ ( ) 内は水平ばね比を1にしたときの他のばねの比



### 3. 7 結語

本章における考察の結果、橋梁の地震応答解析において、剛体基礎－地盤系は次のようなモデル化が可能であることが明かにされた。ただし砂礫、玉石混じりの良好な洪積世地盤でせん断波速度300m/sec程度の地盤について得られた結果に基づいている。

①橋脚の地震応答弾性解析において、剛体基礎－地盤系は基盤入力軸対称有限要素法でモデル化することができる。これは現場における剛体基礎の振動試験により得られた剛体基礎の動的挙動（固有振動特性、減衰特性、時刻歴変位）が軸対称有限要素法動的解析でシミュレーションできたことに基づいている。ただしこのシミュレーションには矩形断面を円形断面に置換した軸対称有限要素法を適用し、解析は微小振動の範囲内にとどまっており、剛体基礎－地盤系がモデル化できることを完全に保証するものではない。

②橋脚の地震応答弾性解析において、剛体基礎－地盤系を水平、鉛直、回転の3自由度を有するばね－質点系でモデル化した場合、剛体基礎－地盤系の換算ばね定数、減衰定数を適当に選べば耐震設計上安全であってかつ大きくは違わない応答値を得ることができる。これは、換算ばね定数で基礎－地盤系の振動特性を①のそれと一致させ、減衰定数で応答値を安全側に与えようとするものである。

③②における換算ばね定数として、剛体基礎－地盤系軸対称有限要素法静的ばね定数を用いれば、振動特性は①のそれとほぼ一致する。これは剛体基礎－地盤系を軸対称有限要素法動的解析でモデル化した場合、剛体基礎－地盤系の換算ばねである周波数依存ばねが橋梁の応答に主たる影響を及ぼす低周波数領域では周波数に対して大きく変化していないことに着目し、周波数が0のばねつまり剛体基礎－地盤系軸対称有限要素法静的ばね定数を使用しているからである。

④②における減衰定数として、振動試験結果に基づいて5%を採用すれば、安全側の応答値が得られる。

⑤平板載荷試験、ボーリング孔内載荷試験により設定される地盤の変形係数より地盤反力係数を求め、地盤反力を受ける剛体基礎の静的な釣合より求めた基礎－地盤系の換算ばね定数は実地盤のそれよりも小さいが、③の有限要素法静的ばね定数と相関関係があり、変形係数に基づく換算地盤ばね定数を数倍すれば基礎－地盤系の振動特性を①のそれとほぼ一致させることができる。つまり、基礎－地盤系を有限要素法でモデル化しないで、簡単に慣用的な方法を補正することにより換算ばね定数を求めることができる。

⑥②の基礎－地盤系3自由度ばね－質点系モデルの入力波である自然地盤の地震動の剛体

基礎重心点における地震波と①の剛体基礎－地盤系軸対称有限要素法動的解析における基礎と地盤の相互作用の影響を考慮した基礎重心点における有効入力は橋梁の応答に関しては大差なく、自然地盤の地震動を入力波として用いることができる。

### 参考文献（第3章）

- 1) 山田善一・後藤洋三；長大つり橋主塔橋脚の振動特性と地震応答解析に関する諸考察、土木学会論文報告集、No 207、pp. 1～12、1972年
- 2) 松本善太・南忠夫；地盤・建物連成系の地震応答解析に関する研究（その3、質点系モデルによる検討）、日本建築学会大会梗概集、1985年
- 3) 南忠夫・関宗夫；地盤・建物連成系の実用モデルに関する研究、第6回日本地震工学シンポジウム、1982年
- 4) 武藤清・金山弘雄；最近の原子力発電所の耐震解析の新技术（多質点系格子型モデルによる応答解析）、第26回構造工学シンポジウム、1980年2月、pp 141～148
- 5) 田治見宏；建物と地盤の相互作用、建築構造学大系1、地震工学、彰国社
- 6) 土岐憲三；剛体基礎の非線形動的相互作用に関する研究（その1）、（財）防災研究協会、昭和60年3月
- 7) 土岐憲三、扶長生；剛体基礎の非線形動的相互作用に関する研究（その2）、（財）防災研究協会、昭和61年3月
- 8) 土岐憲三；構造物の耐震解析、新体系土木工学11、土木学会編、1981年
- 9) 小野正二・角谷務・佐伯光昭；東名改築区間の長大橋梁の耐震設計について（その1）、昭和61年度土木学会第41回年次学術講演会概要集第1部  
pp. 1121～1122、1986年11月
- 10) 大橋・西村；地盤の変位を考慮した基礎の耐震設計（1）、構造物設計資料  
No 50、日本国有鉄道構造物設計事務所、1977年6月
- 11) 緒方信英・安田正幸；礫を含んだ不攪乱土の動的変形特性、第17回土質工学研究発表会、pp. 1609～1612、昭和57年6月
- 12) 神奈川県；神奈川県地震被害想定報告書（地質地盤）、昭和60年3月
- 13) 竹宮宏和；地盤と構造物の動的相互作用の解析法の現状、基礎工、1982年12月
- 14) HARADA,T・KUBO,K・KATAYAMA,T;DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS BY CONTINUUM FORMULATION METHOD, REPORT OF THE INDUSTRIAL SCIENCE, THE UNIVERSITY OF TOKYO
- 15) KADOTANI,T・YOSHIDA,H;EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN AND TESTS OF THE KATASHIN

A-GAWA BRIDGE, PROCEEDINGS of the FIRST USA-JAPAN BRIDGE ENGINEERING WORKSHOP,  
Public Works Research Institute, Tsukuba, Japan, Feb.20-22, 1984

Published by Engineering Research and Development Center, College of  
Engineering, University of Nevada Reno, pp.112~115, Feb., 1984

- 1 6) 角谷務・吉田浩・本江裕之；関越自動車道 片品川橋の耐震設計について、土木学会 第39回年次学術講演会講演概要集第1部、pp. 911~912, 昭和59年10月
- 1 7) 吉田浩・松田隆・後藤洋三；関越自動車道片品川橋 橋脚振動試験および解析、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第1部、pp. 913~914, 昭和59年10月
- 1 8) 道路橋示方書・同解説 V 下部構造編、pp. 216~217 日本道路協会、昭和55年5月
- 1 9) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、pp. 36 日本道路協会、昭和55年5月
- 2 0) Takemiya,H・KADOTANI,T;SEISMIC ANALYSIS AND DESIGN OF LONG SPAN CONTINUOUS BRIDGE WITH EMPHASIS ON SOIL-STRUCTURE INTERACTION, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering(Vol. VIII), Tokyo-kyoto,Japan, pp.359~364, August 2-9, 1988

## 第4章 橋梁の地震応答解析における 杭基礎—地盤系のモデル化

### 4. 1 概説

本章では橋梁の地震応答解析に必要な杭基礎—地盤系のモデル化について考察する。杭基礎を有する橋梁も剛体基礎の橋梁と同様に地盤から地震動を受けると振動し、その振動により地盤に変形が生じるので杭基礎からなる橋梁の地震応答解析にも基礎と地盤の動的相互作用を考慮する必要がある。剛体基礎と違って、杭基礎の動的相互作用には群杭の影響を合わせて考慮する必要がある。杭基礎—地盤系の動的相互作用を表わす振動モデルを大別すると次のようになる。

#### ●多質点モデルによる連成振動解析

#### ●波動モデル

#### ●有限要素法による解析

多質点モデルによる連成振動解析はPenzien 型モデル<sup>1)</sup>が代表的であるが周辺地盤の質量、減衰の設定が難しい。波動モデルは地盤を弾性体と仮定して弾性波動論を杭基礎—地盤系に適用したもので、地盤の剛性および減衰の設定が合理的にできる。<sup>2)</sup>ただし、地盤の非線形性や地形を考慮することが難しい。有限要素法による解析<sup>3), 4)</sup>では自由度が大きくなり、計算量も多くなるが非線形挙動時の動的相互作用および群杭効果も取り扱うことができる<sup>5)</sup>。

本論文では、橋梁の実用的な動的応答解析による設計に着目し、多質点モデルによる連成振動解析のうち最も簡単な杭基礎—地盤系のモデル化について考察する。すなわち、フーチングを1つの質点でモデル化し、水平動および回転動の2自由度を表現できる水平ばねおよび回転ばねを用いて地盤の影響を表現したものである（ばね—質点系モデル）。また、鉛直動の影響が大きい場合にはこれに鉛直ばねを考慮する。このばね—質点系モデルはその簡単さゆえおのずからその適用範囲に限界があるが、ここではこのモデルが動的相互作用および動的な群杭効果をどの程度表現できるか考察し、設計への適用性について検討する。すなわち動的相互作用および動的な群杭効果を表現できる手法として弾性波動論に基づいたグループ・パイル法<sup>6)</sup>を採用し、その結果をばね—質点系モデルのそれと比較することによりばね—質点系モデルの適用条件について研究する。

杭基礎—地盤系・ばね—質点系モデルの換算ばね定数の簡便で慣用的な設定方法として「地盤の載荷試験より変形係数を求め、地盤反力係数を計算して、それにより単杭の杭頭

のバネ定数を算定し、各単杭の杭頭のばね定数をフーチング基礎底面中心に集約する方法（道路橋示方書の方法）<sup>7)</sup>」があるが、この方法は静的な杭基礎の挙動に基づいており、これが動的設計である地震応答解析に適用できるかどうか検討するために、次の2点に着目しこの換算ばね定数の適用性について考察する。

（1）道路橋示方書の方法である変形係数によるばね定数は地盤の静的な載荷試験に基づいているため $10^{-2} \sim 10^{-1}$ 程度の地盤のひずみレベルの値であるが、地震時の地盤のひずみは $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 程度であるので、地震時のひずみより大きいひずみレベルに基づいて求めた杭基礎－地盤系の換算ばね定数が地震応答解析に適用性できるかどうか明らかにする必要がある。

（2）道路橋示方書の方法では考慮していない地震時の杭と地盤の動的相互作用、杭の質量効果について明らかにする必要がある。

4.2では上述の（1）、（2）について具体的に考察するため、杭基礎－地盤系の換算ばね定数の4種類の算出方法について定式化する。最初に「道路橋示方書の方法」（4.2のi））について定式化する。これに対して（1）のひずみレベルの相違が換算ばねに及ぼす影響を検討するため「PS検層より得られた地盤剛性Gを地震時ひずみレベルに補正した後、単杭の杭頭ばね定数を軸対称有限要素法で求め、各杭頭のばね定数をフーチング基礎底面に集約する方法（単杭軸対称有限要素法）」（4.2のii））について定式化する。また（2）の動的相互作用の影響を検討する手法として本論文では既往の研究より弾性波動論による方法（「グループ・パイル法」、4.2のiii）、「軸対称円筒モデル有限要素法」（4.2のiv））を採用し、定式化を行なう。

4.3では杭基礎を有する橋脚をモデルに4.2で定式化した「道路橋示方書の方法」、「単杭軸対称有限要素法」、「グループ・パイル法」を適用して別々に杭基礎－地盤系の換算ばね定数を求め、（1）の換算バネ定数のひずみ依存性の影響、（2）の杭と地盤の動的相互作用の影響について考察する。

4.4では杭と地盤の動的相互作用の影響を検討する手法として「軸対称円筒モデル有限要素法」を適用し、4.3と同様な検討を行なう。また動的な群杭効果を既往の静的な群杭効果に関する研究結果<sup>8)</sup>と比較し考察を行なう。

4.5ではこれらの結果を総合して地震応答解析における杭基礎－地盤系の簡便なモデル化の方法を提案する。

#### 4. 2 地震応答解析に用いる杭基礎—地盤系の換算ばね

本章では杭基礎と地盤の動的相互作用が杭基礎—地盤系の換算ばねに及ぼす影響について考察する。本節ではその影響を検討するため地震応答解析に用いる杭基礎—地盤系の換算ばねの評価方法について4種類の定式化を行なう。そのうち2つは動的相互作用を無視した解析手法であり、残りの2つは動的相互作用を考慮できる解析手法である。両者の解析結果を比較することにより動的相互作用の影響を検討しようとするものである。

##### i) 載荷試験による変形係数に基づく方法 (道路橋示方書の方法<sup>7)</sup>)

杭単体の杭頭ばね定数は変形係数 $E_0$ を用いると図—4. 2に示すように横方向地盤反力係数 $k_h$  ( $\text{kg/cm}^3$ )を設定することにより求められる。道路橋示方書<sup>7)</sup>によれば $k_h$ は基準変位量が1 cmの時、地盤の変形係数 $E_0$ を用いて、次式で表わされる。

$$k_h = \alpha E_0 D^{-3/4} \quad (4.1)$$

ここに、 $D$  (cm)は杭径であり、 $\alpha$ は $E_0$ の求め方によって設定される値である。本論文ではボーリング孔内で測定した地盤の変形係数 (この時 $\alpha = 0.8$ )を使用し、それがない場合には標準貫入試験の $N$ 値より $E_0 = 28N$  (このとき $\alpha = 0.2$ )で地盤の変形係数を推定する。

杭頭に作用する曲げモーメント、水平力をそれぞれ $M_t$ ,  $H_t$ としそれらに対応する変位を $y_t$ ,  $\theta_t$ とすれば、次式が成立する。

$$\begin{bmatrix} H_t \\ M_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa_{HX} & \kappa_{HR} \\ \kappa_{HR} & \kappa_{RZ} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_t \\ \theta_t \end{bmatrix} = [\kappa] \begin{bmatrix} y_t \\ \theta_t \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

ここに、 $[\kappa]$ は杭頭ばね定数で変形係数 $E_0$ 。つまり横方向地盤反力係数 $k_h$ の関数である。これに鉛直力に対応する鉛直方向ばね定数 $\kappa_{VY}$ を考慮し、各杭の杭頭ばね定数を図—4. 1に示すようにフーチング基礎底面中心に集約すれば杭配置が対称で鉛直杭のみ場合フーチング基礎底面中心に作用する力と変位の関係は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} H \\ V \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HX} & 0 & K_{HR} \\ 0 & K_{VY} & 0 \\ K_{HR} & 0 & K_{RZ} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ \theta \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

ここに、 $H$ ,  $V$ ,  $M$ はそれぞれフーチング基礎底面中心に作用する水平力、鉛直力およびモーメントであり、 $u$ ,  $v$ ,  $\theta$ はそれらに対応する変位である。また $K_{HX}$ ,  $K_{VY}$ ,  $K_{RZ}$ はそれぞれ水平、鉛直、回転ばね定数であり、 $K_{HR}$ は連成ばね定数である。

式 (4. 3) を簡単のため次式で表わす。

$$\{F\} = [K] \{u\} \quad (4. 4)$$

式 (4. 4) において変形係数に基づいた行列ばね  $[K]$  を特に  $[K]_{\text{doui}}$  と標記することにする。

杭単体の横方向地盤反力係数  $k_n$  を評価する方法としては以下に示すように杭頭付近の設計地盤面から  $1/\beta$  (約杭径の 5～6 倍) の範囲内の平均値を用いる方法 ((a) 換算 1 層地盤系換算バネ定数) と図-4. 2 に示すように、各層ごとに一定の横方向地盤反力係数  $k_{ni}$  を用いる方法 ((b) 多層地盤系換算バネ定数) がある。ここに、パラメーター  $\beta$  は次に示す値である。

$$\beta = \sqrt[4]{k_n D / 4 E I} \quad (4. 5)$$

ただし、 $D$  は杭径、 $E$  は杭のヤング率、 $I$  は杭の断面 2 次モーメントである。

#### (a) 換算 1 層地盤系換算ばね定数

換算 1 層地盤系で  $\beta l > \pi$  ( $l$  : 杭長) の半無限長の杭では杭頭ばね定数  $[\kappa]$  は次のようになる。

$$[\kappa] = \begin{bmatrix} -\frac{6 E I \beta^3}{3 E I \beta^2} & -\frac{3 E I \beta^2}{2 E I \beta} \end{bmatrix} \quad (4. 6)$$

また  $\beta l \leq \pi$  の有限長の杭 (短杭) では  $[\kappa]$  は先端の境界条件をヒンジとすれば次式で与えられる。

$$[\kappa] = \begin{bmatrix} -\frac{f_4}{f_2} \frac{E I \beta^3}{\beta} & -\frac{f_3}{f_1} \frac{E I \beta^2}{\beta} \\ \frac{f_1}{4 E I \beta^2} & -\frac{f_2}{4 E I \beta} \frac{\beta}{f_4} \end{bmatrix}^{-1} \quad (4. 7)$$

ここに、

$$f_1 = \cosh \beta l \cos \beta l$$

$$f_2 = (\cosh \beta l \sin \beta l + \sinh \beta l \cos \beta l) / 2$$

$$f_3 = (\sinh \beta l \sin \beta l) / 2$$

$$f_4 = (\cosh \beta l \sin \beta l - \sinh \beta l \cos \beta l) / 4$$

#### (b) 多層地盤系換算ばね定数

多層地盤系では伝達行列法により杭先端での水平変位  $y_n$  , 回転変位  $\theta_n$  , 曲げモーメント  $M_n$  , せん断力  $H_n$  からなるベクトルは次式で与えられる。



$$[y_n \quad \theta_n \quad M_n \quad H_n]^T = [A] [y_t \quad \theta_t \quad M_t \quad H_t]^T \quad (4.8)$$

ここに、 $[A]$  は  $n$  を杭先端の層とすれば、次式で与えられる。

$$[A] = [F_n] [F_{n-1}] \cdots [F_i] \cdots [F_1] \quad (4.9)$$

ここに、 $[F_i]$  は次式で定義される。

$$[F_i] =$$

$$\begin{bmatrix} f_{1i} & -f_{2i}/\beta_i & -f_{3i}/EI_i \beta_i^2 & -f_{4i}/EI_i \beta_i^3 \\ 4\beta_i f_{4i} & f_{1i} & f_{2i}/EI_i \beta_i & f_{3i}/EI_i \beta_i^2 \\ 4EI_i \beta_i^2 f_{3i} & -4EI_i \beta_i f_{4i} & f_{1i} & f_{2i}/\beta_i \\ 4EI_i \beta_i^3 f_{2i} & -4EI_i \beta_i^2 f_{3i} & -4\beta_i f_{4i} & f_{2i} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

ただし、

$$\beta_i = \sqrt[4]{k_{hi} D / 4EI_i}$$

$$f_1 = \cosh \beta_i l_i \cos \beta_i l_i$$

$$f_2 = (\cosh \beta_i l_i \sin \beta_i l_i + \sinh \beta_i l_i \cos \beta_i l_i) / 2$$

$$f_3 = (\sinh \beta_i l_i \sin \beta_i l_i) / 2$$

$$f_4 = (\cosh \beta_i l_i \sin \beta_i l_i - \sinh \beta_i l_i \cos \beta_i l_i) / 4$$

ここに、 $I_i$ 、 $l_i$  は層  $i$  における断面 2 次モーメントおよび杭の長さである。

杭先端の境界条件をヒンジとすれば、 $[A]$  は  $(4 \times 4)$  の正方行列であり、その要素を  $a_{ij}$  ( $i, j = 1 \sim 4$ ) とすれば、次式で与えられる。

$$[\kappa] = \begin{bmatrix} a_{14} & a_{13} \\ a_{34} & a_{33} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{31} & a_{32} \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

#### ii) 単杭軸対称有限要素法

単杭の杭頭ばね定数を 3.5.1 (c) の剛体基礎有限要素法静的ばね定数と同様に、杭頭に非軸対称荷重である水平荷重を作用させ杭の変位を 1 つの調和成分で定式化して式 (4.2) で定義される杭頭バネ定数  $[\kappa]_{FEM}$  を求め、これに鉛直力に対応する杭軸方向バネ定数  $\kappa_{vy}$  を考慮し、各杭の杭頭ばね定数を図-4.1 に示すようにフーチング基礎底面中心に集約する。杭配置が対称で鉛直杭のみの場合、杭基礎-地盤系の換算ばね定数を式 (4.4) の形で表現しこれを  $[K]_{FEM}$  と標記する。単杭-地盤系が上述のように軸対称モデルで表現できることは次のようにして確かめられる。

径 1.5 m の単杭－地盤系を図－4.3 に示すように軸対称有限要素法でモデル化し、杭頭に単位の水平荷重 1 ton を作用させた時の杭頭変位を、第 3 章の 3.4.1 と同様に 1 つの調和成分で表現して求めると

水平変位： $0.230 \times 10^{-4} \text{ m}$ ，回転変位： $0.612 \times 10^{-5} \text{ rad}$

である。ところで 3 次元立体モデル (MSC/NASTRAN<sup>9)</sup>) で求めたこの杭頭変位は

水平変位： $0.250 \times 10^{-4} \text{ m}$ ，回転変位： $0.704 \times 10^{-5} \text{ rad}$

であるから、軸対称有限要素法モデルの水平変位は実用上十分な程度に近似できる。このように杭のようなフレキシブルな弾性体においてもその静的な変位は 3.4 の剛体基礎と同様に非軸対称荷重による変位を 1 つの調和成分で定式化した軸対称有限要素法モデルでほぼ再現できることがわかる。

### iii) グループ・パイル法<sup>6)</sup>

成層構造の地盤中の鉛直な杭基礎を仮定し各層は一様な地盤とする。3 次元粘弾性体で理想化した地盤の解析を平面ひずみの仮定に基づいて、水平方向（杭軸直角方向）振動と鉛直方向（杭軸方向）振動に分離できるものとする。各層における Navier の波動方程式より杭周辺の地盤剛性を評価し、杭－地盤－杭の動的な連成を考慮する。

時刻  $t$ 、杭軸鉛直方向深さ  $z$  における杭軸直角方向の群杭の運動方程式は、 $j$  番目の水平方向に均一な層の地盤条件に対して次式で与えられる。

$$[M_p] \frac{\partial^2 \{U_{p,j}\}}{\partial t^2} + [E_p I_p] \frac{\partial^4 \{U_{p,j}\}}{\partial z^4} + [K_{xy,j}^{s0}] \{U_{p,j}\} = [K_{xy,j}^{s0}] \{U_{s,j}\} \quad (4.12)$$

ここに

$[M_p]$  : 群杭の質量行列

$\{U_{p,j}\}$  : 群杭の  $j$  番目の層の変位ベクトル

$[E_p I_p]$  : 群杭の曲げ剛性行列

$[K_{xy,j}^{s0}]$  :  $j$  番目の層の杭－地盤－杭間動的剛性行列

$\{U_{s,j}\}$  : 基盤入力  $U_s$  に対する自然地盤の  $j$  番目の層の応答変位である。

杭軸方向の運動方程式は、次式で与えられる。

$$[M_p] \frac{\partial^2 \{W_{p,j}\}}{\partial t^2} - [E_p A_p] \frac{\partial^2 \{W_{p,j}\}}{\partial z^2} + [K_{z,j}^{-1}] \{W_{p,j}\} = \{0\} \quad (4.13)$$

ここに、

$\{W_{p,j}\}$  : 群杭の  $j$  番目の層の変位ベクトル

$[E_p A_p]$  : 群杭の軸方向剛性行列

$[K_{z,j}^{-1}]$  :  $j$  番目の層の杭-地盤-杭間動的剛性行列

である。

杭先端の条件をヒンジとすれば、式 (4.12)、(4.13) は伝達行列法により解くことができ、各杭頭インピーダンスを基礎フーチング底面中心に集約することにより、周波数領域の解析を行なえば、 $\omega_n$  ( $n=0, 1, 2, \dots$ ) に対して、式 (3.71) と同様に力と変位の関係は次式で表わされる。

$$\begin{bmatrix} H_j(\omega_n) \\ V_j(\omega_n) \\ M_j(\omega_n) \end{bmatrix} = [X(\omega_n)] \begin{bmatrix} u_j(\omega_n) \\ v_j(\omega_n) \\ \theta_j(\omega_n) \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

ここに、 $H_j(\omega_n)$ 、 $V_j(\omega_n)$ 、 $M_j(\omega_n)$  はそれぞれフーチング基礎底面中心点  $j$  に作用する円振動数  $\omega_n$  における水平力、鉛直力、回転力であり、 $u_j(\omega_n)$ 、 $v_j(\omega_n)$ 、 $\theta_j(\omega_n)$  はそれらに対応する変位である。また  $[X(\omega_n)]$  は動的復元力特性である。そして  $[X(\omega_n)]$  において、地盤の卓越周波数における実数部分の値を式 (4.4) に対応するグループ・パイル法のばね定数  $[K]_{\text{group}}$  とする。

#### iv) 軸対称円筒モデル有限要素法<sup>10)</sup>

杭本数が多くなるとグループ・パイル法では計算量が多大となるため、軸対称円筒モデル有限要素法を適用する。以下に解析手法を示す。

①杭群を図-4.4に示すように同心円状に分割する。

②分割した各杭群の剛性を図-4.5に示すように等価な剛性を有する円筒梁におきかえる。杭群の剛性評価は、曲げ剛性、せん断剛性、軸剛性について行なう。

曲げ剛性は

$$nEI$$

せん断剛性は

$$n G A$$

軸剛性は

$$\sum_{i=1}^n E A r_i^2$$

で与えられる。円筒梁の半径は次式で与えられる。

$$R = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

ここに、

$n$  : 置き換える杭の本数       $I$  : 杭 1 本の断面 2 次モーメント

$E I$  : 杭 1 本の曲げ剛性       $A$  : 杭 1 本の断面積

$G A$  : 杭 1 本のせん断剛性

$r_i$  : フーチング中心から  $i$  番目の杭までの距離

$R_i$  : 円筒中心から杭までの距離

$E$  : 弾性係数

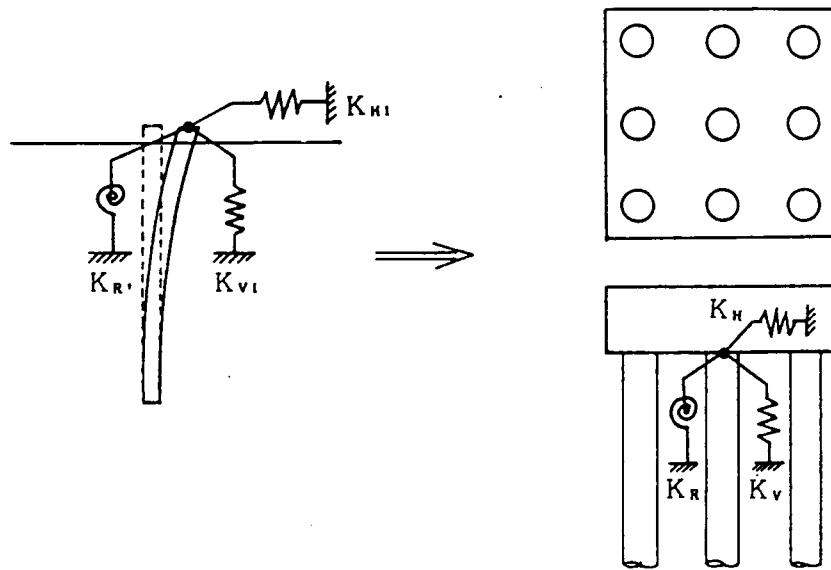
である。

③地盤モデルは図-4. 6に示すように、基礎周辺地盤を軸対称回転リング要素として有限要素法モデルとする。フーチングと杭群のモデル化は同図に示すようにフーチングを剛な円盤とし②に示した杭の剛性評価方法により置き換えられる円筒梁と剛結合とする。

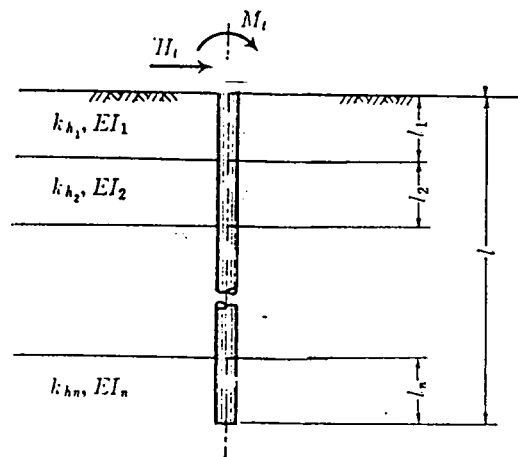
④鉛直ばねに対する 3 次元モデルは、図-4. 7に示すように、杭群の合計側面表面積と円筒梁の側面表面積を等価とし、かつ杭群の合計底面積と円筒梁の底面積を等価とすることにより、円筒梁の厚さ  $\alpha/2$ 、内径  $D$  は次式で求められる。

$$\alpha/2 = (n d - 2 D) / 2, D = (n - 1) d / 2$$

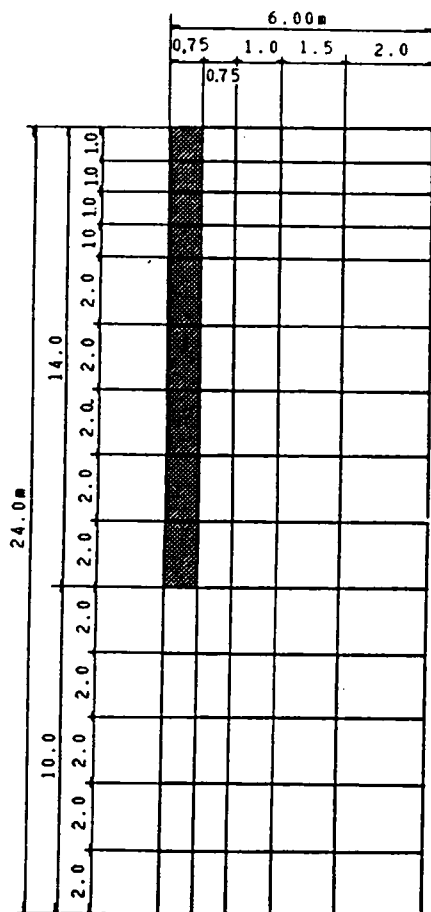
⑤ ③、④の軸対称回転リング要素有限要素法モデルを周波数領域で解析することにより、フーチング底面中心点に関して式 (3. 71) で定義される動的復元力特性  $[\mathbb{X}_F]$  を得る。これを  $[\mathbb{X}]$  とし、式 (4. 14) で表わす。この動的復元力特性  $[\mathbb{X}(\omega_n)]$  において  $\omega_n = 0$  とし、その実数部を静的なばね定数とし  $[K]_{ring}$  とする。



図一4. 1 単杭杭頭ばね、フーチング底面中心ばね概念図



図一4. 2 単杭多層地盤モデル



土層名	層厚 (m)	単位重量 $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	S波速度 $V_s$ (m/s)	ポアソン比 $\nu$	変形係数 (t/m <sup>2</sup> )
L <sub>m1</sub>	4	1.25	156	0.36	8443.0
L <sub>m2</sub>	8	1.6	247	0.33	26495.0
T <sub>r</sub>	12	2.1	400	0.44	98743.0

図-4.3 単杭軸対称有限要素法モデル

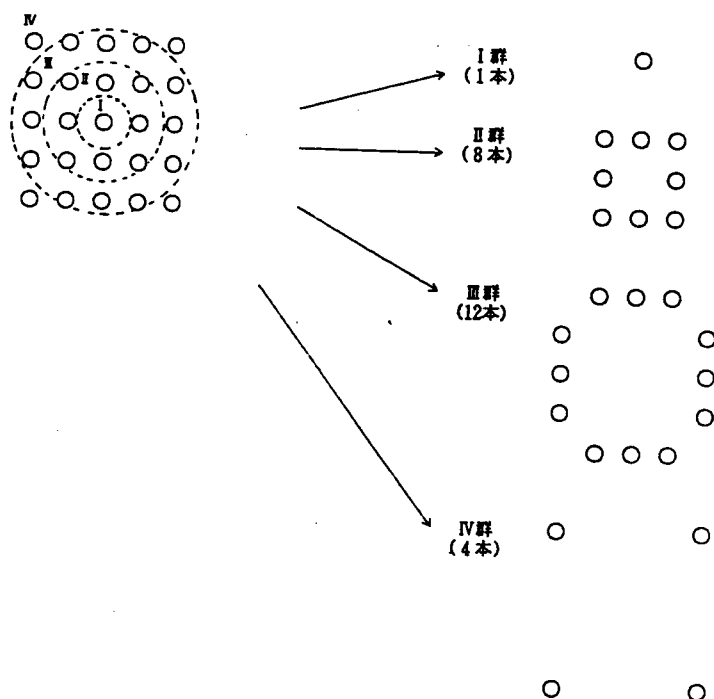
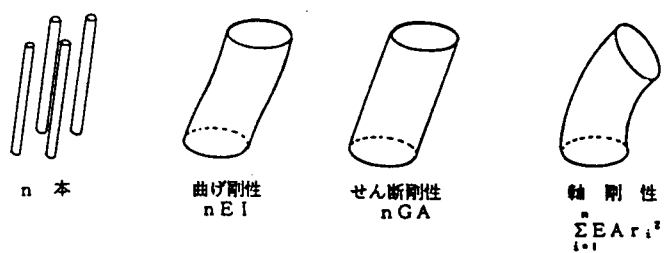
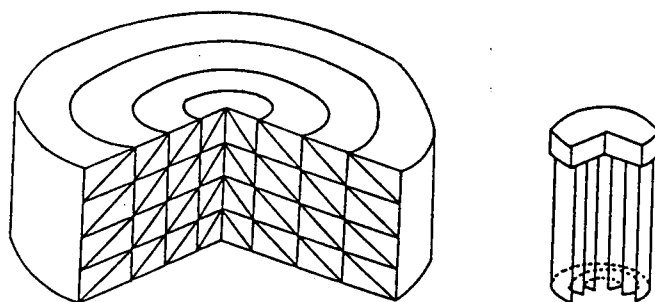


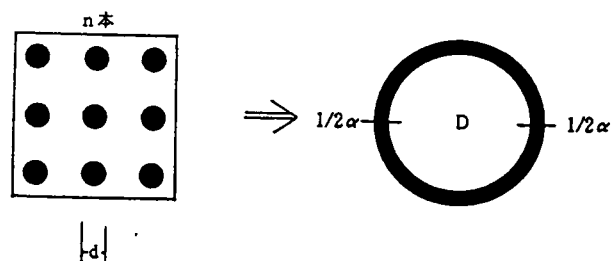
図-4.4 3次元円筒梁モデルの作成 — 杭群の同心円状分割



図－4．5 3次元円筒梁モデルの作成 ― 杭群剛性評価概念図



図－4．6 3次元円筒梁モデルの作成 ― 群杭解析モデル概念図



図－4．7 3次元円筒梁モデルの作成 ― 鉛直ばねモデル

#### 4. 3 杭と地盤の動的相互作用を考慮した杭基礎－地盤系の換算ばね

(その1) <sup>11), 12), 13)</sup>

杭と地盤の動的相互作用を考慮した杭基礎－地盤系の換算ばねの評価方法として本節では4. 2のiii)で述べたグループ・パイル法を用いて杭基礎－地盤系の換算ばね定数 $[K]_{\text{group}}$ を求める。また動的相互作用を考慮しない換算ばね定数として変形係数による換算ばね定数 $[K]_{\text{douji}}$  (4. 2のi) , 単杭軸対称有限要素法による換算ばね定数 $[K]_{\text{FEM}}$  (4. 2のii) )も合わせて求め、 $[K]_{\text{group}}$ と比較することにより換算ばね定数に及ぼす動的相互作用の影響について考察する。解析モデルとしては有限長の杭基礎および半無限長の杭基礎を有する橋脚の2つの場合を対象とする。

##### 4. 3. 1 有限長の杭基礎－地盤系換算ばね定数

有限長の杭基礎のモデルとしてリバース・サーキュレーション工法によって施工される直径3mの大口径場所打ちコンクリート杭4本からなる図－4. 8に示す橋脚基礎Aを対象とする。この橋脚建設位置の地盤条件を表－4. 1に示すが、地盤はフーチング底面から約37mの深さまでせん断波速度は約60～190m/secと軟弱である。ちなみに地盤の卓越周期は $T_s = 1.3$ 秒で道路橋示方書の4種地盤である。なお地震時における地盤のせん断波速度および減衰定数は地盤の地震時ひずみレベルをSHAKEによる応答計算結果を参考に $1 \times 10^{-3}$ とし、ひずみ依存曲線により補正してある。

このせん断波速度 $V_s$ を用いて、地盤の動的弾性係数を次式で計算する。

$$E = 2 \rho (1 + \nu) V_s^2 \quad (4. 15)$$

ここに、 $\rho$ は地盤の密度、 $\nu$ はポアソン比である。この動的弾性係数値と道路橋示方書による変形係数 $\alpha E$ との比較を表－4. 1に示す。第2層を除いて $V_s$ による動的弾性係数は10倍前後 $\alpha E$ より大きく、 $[K]_{\text{douji}}$ ばね定数が $[K]_{\text{FEM}}$ ばね定数より小さいことが予想される。杭は軟弱層の下方のせん断波速度390m/secの層で支持する必要があり、その結果杭長は約37mと相当の掘削深度となる。杭の諸元は表－4. 2に示すように、大口径杭であるため、断面積、断面2次モーメントとも普通の場合打ち杭（場所打ち杭では杭径1.5m、1.2mまたは1mが一般的である。）に比べてかなり大きく、式(4. 5)より $\beta$ は

$$\beta = 0.068 \text{m}^{-1}$$

と小さいため、杭長が $l = 37 \text{m}$ と長くても

$$\beta l = 2.52 < \pi$$



となり、この橋脚基礎の杭は杭先端の境界条件（杭先端ヒンジとする。）を考慮しなければならない有限長の杭となる。なお、半無限長の杭として扱える杭長はこの場合約43mである。

したがって設計地盤面から $1/\beta = 14.6\text{m}$ の範囲内の横方向地盤反力係数の平均値を用いる換算1層地盤系の有限長の杭の杭頭ばね定数 $[\kappa]_{\text{douji}}$ （4.2のi）の（a））は式（4.7）で求められ、その値を表-4.3の中欄に、それらをフーチング基礎底面中心に集約し式（4.4）における $[K]_{\text{douji}}$ を求めた結果を表-4.4の中欄に示す。なお、鉛直ばねについては杭の支持層が基盤であると判断し、杭の軸剛性が支配的であり、地盤の影響は少ないので検討対象から除外した。

多層地盤系モデル（4.2のi）の（b））では、表-4.1に示してある変形係数 $\alpha E_0$ より式（4.1）で各層の横方向地盤反力係数 $k_{hi}$ （i：層番号、図-4.2参照）を求め、式（4.11）により有限長の杭の杭頭ばね定数 $[\kappa]_{\text{douji}}$ を単杭について求めた。その結果を表-4.3の中欄に、それらをフーチング基礎底面中心に集約した式（4.4）における $[K]_{\text{douji}}$ を表-4.4の中欄に示す。

換算地盤1層系モデルと多層地盤系モデルの杭頭ばね定数はほとんど変わらないことが表-4.3よりわかり、その結果表-4.4に示すフーチング基礎底面中心に集約したばね定数もほぼ一致していることがわかる。つまり、このような軟弱地盤では変形係数に基づくばね定数は慣用的な換算1層地盤系モデルで実用上十分な精度を有していることがわかる。

単杭軸対称有限要素法モデル（4.2のiii））を図-4.9に示す。側方境界条件は側方水平フリーと固定の2ケースを行なう。このようにして求めた杭頭ばね定数 $[\kappa]_{\text{FEM}}$ を表-4.3の左欄に、フーチング基礎底面中心に集約したばね定数 $[K]_{\text{FEM}}$ を表-4.4の左欄に示す。

グループ・パイル法の解析モデル（4.2のiii））を図-4.10に示す。解析に必要な地盤のせん断波速度、減衰定数等を表-4.1に示す。また杭の減衰定数は表-4.2に示すように3%とする。地盤の卓越周期 $T_g = 1.3$ 秒における単杭の杭頭ばね定数 $[\kappa]_{\text{group}}$ を表-4.3の右欄に、群杭のばね定数 $[K]_{\text{group}}$ を表-4.4の右欄に示す。

単杭の杭頭ばねを比較した表-4.3を見ると、変形係数から予想されたように単杭の変形係数による杭頭ばね定数 $[\kappa]_{\text{douji}}$ は地震時ひずみレベルを設定して求めた単杭の

有限要素法杭頭ばね定数  $[\kappa]_{FEM}$  より小さいことがわかる。しかし、側方境界条件が水平フリーか固定によってその割合は異なる。杭と地盤との動的相互作用を考慮した合理的なばねと考えられるグループ・パイル法単杭杭頭ばね定数  $[\kappa]_{group}$  と比較すると、側方水平フリーの境界条件がよい一致を示している。影響の大きい水平ばね定数についてはグループ・パイル法ばね定数  $[\kappa]_{group}$  は変形係数による道路橋示方書杭頭ばね定数  $[\kappa]_{douji}$  よりも約2倍大きい。

しかしフーチング底面中心に集約したバネ定数を比較した表-4.4を見ると、水平ばね定数については、杭と地盤の動的相互作用を考慮していない  $[K]_{douji}$  と  $[K]_{FEM}$  のばね定数の比率は単杭の杭頭ばね定数の比率になるが、杭と地盤の動的相互作用を考慮した  $[K]_{group}$  の水平ばね定数と  $[K]_{douji}$  の水平ばね定数はほぼ一致している。単杭の比較では、2倍の比率であったので、杭と地盤の動的相互作用によりこの差が縮まったと考えられる。つまり  $[K]_{douji}$  は杭と地盤の動的相互作用の影響を考慮していないが、単杭の地震時杭頭ばね定数  $[\kappa]_{douji}$  が実際より軟らかめに評価されているため、結果的に精度のよい  $[\kappa]_{FEM}$  を用いた杭と地盤の動的相互作用を考慮していない

$[K]_{FEM}$  よりも  $[K]_{douji}$  が  $[K]_{group}$  に近い値を示すことになる。この意味で杭と地盤の動的相互作用を考慮していない  $[K]_{FEM}$  をそのまま使用することは基礎-地盤系のばねを固めに評価することになる。水平ばね定数だけではなく他のばね定数についても同様な傾向を示す。このように、道路橋示方書では杭間隔が  $2.5D$  ( $D$ : 杭径) 以上離れていると群杭の影響は少ないとされているが、杭の動的挙動を考慮するとその影響は無視できない。

グループ・パイル法において式(4.14)で定義した動的復元力特性  $[\Sigma(\omega_n)]$  の水平、回転、連成成分を図-4.11に示す。これより道路橋示方書で応答を考慮して設計する必要がある橋梁の卓越周波数約  $2\text{ Hz}$  以下<sup>14)</sup> では、動的ばね ( $\Sigma$  の実数部分) の周波数依存性はほとんどない。したがって1つの質点でモデル化した基礎の減衰定数を適当に設定することができれば、地盤の卓越周波数におけるばね定数を基礎-地盤系のばね-質点系モデルに使用することができる。

#### 4.3.2 半無限長の杭基礎-地盤系換算ばね定数

グループ・パイル法ばね定数  $[K]_{group}$  と孔内載荷試験または標準貫入試験 ( $N$  値) による変形係数によるばね定数  $[K]_{douji}$  および単杭有限要素法モデル集約ばね定数  $[K]_{FEM}$  の比較を図-4.12に示すようなりバース・サーキュレーション工法によっ

て施工される直径1.2mの場所打ちコンクリート杭9本からなる橋脚基礎Bをモデルに行なう。この橋脚建設位置の地盤条件を表-4.5に示すが、地盤はフーチング底面から約36mの深さまでせん断波速度は約130～240m/secであり、前出の橋脚基礎Aより地盤条件はよいがやはり地盤の卓越周期は $T_g = 0.77$ 秒で道路橋示方書の4種地盤である。なお地震時における地盤のせん断波速度および減衰定数は地盤の地震時ひずみレベルをSHAKEによる応答計算結果を参考に $5 \times 10^{-3}$ とし、ひずみ依存曲線により補正してある。

このせん断波速度 $V_s$ を用いて、式(4.15)より地盤の動的弾性係数を計算し道路橋示方書による変形係数 $\alpha E$ 。との比較を表-4.5に示す。Aモデルと同様に動的弾性係数は大幅に $\alpha E$ 。より大きく、 $[K]_{\text{doubi}}$ バネ定数が $[K]_{\text{FEM}}$ ばね定数より軟らかいことが予想される。

杭は軟弱層の下方のせん断波速度350m/secの層で支持する必要がある、その結果杭長は約36m程度となる。表-4.6に示す杭のヤング率、断面2次モーメントを式(4.5)に代入すれば、

$$\beta = 0.21 \text{ m}^{-1}$$

で杭長 $l = 36 \text{ m}$ だから

$$\beta l = 7.56 > \pi$$

となり、この橋脚基礎の杭は橋脚Aの大口径杭と違って、杭長はほぼ同一でも半無限長の杭であることがわかる。なお、半無限長の杭として扱える杭長はこの場合約15mからであり橋脚Aの場合それは43mであったから、杭の力学特性は小口径と大口径で異なる。

したがって設計地盤面から $1/\beta = 4.7 \text{ m}$ の範囲内の横方向地盤反力係数の平均値を用いる換算1層地盤系の半無限長杭頭ばね定数 $[\kappa]_{\text{doubi}}$  (4.2のi)の(a))は式(4.6)で求められ、その値を表-4.7の中欄に、それらをフーチング基礎底面中心に集約し式(4.4)に表示してある $[K]_{\text{doubi}}$ を求めた結果を表-4.8の中欄に示す。なお、鉛直ばねについては橋脚Aの場合と同様に、杭の支持層が基盤であると判断し、杭の軸剛性が支配的であり、地盤の影響は少ないので検討対象から除外する。

多層地盤系モデル(4.2のi)の(b))では、表-4.5の変形係数 $\alpha E$ 。より式(4.1)で各層の横方向地盤反力係数 $k_{hi}$  (i:層番号、図-4.2参照)を求め、式(4.11)により杭頭ばね定数 $[\kappa]_{\text{doubi}}$ を単杭について求めた。その結果を表-4.7の中欄に、それらをフーチング基礎底面中心に集約した式(4.4)における

[K]<sub>douji</sub> を表-4.8の中欄に示す。

換算地盤1層系モデルと多層地盤系モデルの杭頭ばね定数はほとんど変わらないことが表-4.7よりわかり、その結果、表-4.8に示すフーチング基礎底面中心に集約したばね定数もほぼ一致していることがわかる。橋脚基礎Aの場合と同様に変形係数に基づく杭頭ばね定数  $[\kappa]_{douji}$  は慣用的な換算1層地盤系モデルで実用上十分な精度を有していることがわかる。

単杭軸対称有限要素法モデル(4.2のiii))を図-4.13に示す。側方境界条件は側方水平フリーと固定の2ケースを行なう。このようにして求めた杭頭ばね定数

$[\kappa]_{FEM}$  を表-4.7の左欄に、フーチング基礎底面中心に集約したばね定数

$[K]_{FEM}$  を表-4.8の左欄に示す。

グループ・パイル法の解析モデル(4.2のiii))を図-4.14に示す。解析に必要な地盤のせん断波速度、減衰定数等を表-4.5に示す。また、杭の減衰定数は表-4.6に示すように3%とする。地盤の卓越周期 $T_E = 0.77$ 秒における単杭の杭頭ばね定数  $[\kappa]_{group}$  を表-4.7の右欄に、群杭のばね定数  $[K]_{group}$  を表-4.8の右欄に示す。

単杭の杭頭ばね定数を比較した表-4.7を見ると、変形係数から予想されたように単杭の変形係数による杭頭ばね定数  $[\kappa]_{douji}$  は地震時ひずみレベルを設定して求めた単杭軸対称有限要素法の杭頭ばね定数  $[\kappa]_{FEM}$  より小さいことがわかる。しかし、側方境界条件が水平フリーか固定によってその割合は異なる。杭と地盤との動的相互作用を考慮した合理的なばね定数と考えられるグループ・パイル法単杭杭頭ばね定数  $[\kappa]_{group}$  と比較すると、この場合も、側方水平フリーの境界条件がよい一致を示している。影響の大きい水平ばねについてはグループ・パイル法による杭頭ばね定数  $[\kappa]_{group}$  は変形係数による道路橋示方書による杭頭ばね定数  $[\kappa]_{douji}$  よりも2.6倍大きい。

しかしフーチング底面中心に集約したばねを比較した表-4.8を見ると、水平ばね定数については、杭と地盤との動的相互作用を考慮していない  $[K]_{douji}$  と  $[K]_{FEM}$  のばね定数の比率は単杭の杭頭ばね定数の比率になるが、杭と地盤との動的相互作用を考慮した  $[K]_{group}$  の水平ばね定数は  $[K]_{douji}$  の水平ばね定数の0.7倍と小さい。単杭の比較では、2.6倍の比率であったので、杭と地盤との動的相互作用によりこの差が縮まったと考えられる。橋脚Aモデルの場合と同様に、杭と地盤との動的相互作用を考慮した  $[K]_{group}$  に最も近い値は  $[K]_{douji}$  である。つまり  $[K]_{douji}$  は杭と地盤と

の動的相互作用を考慮していないが、単杭の地震時杭頭ばね定数  $[K]_{\text{douji}}$  が実際より軟らかめに評価されているため、結果的に精度のよい  $[K]_{\text{FEM}}$  を用いた杭と地盤との動的相互作用を考慮していない  $[K]_{\text{FEM}}$  よりも  $[K]_{\text{douji}}$  が  $[K]_{\text{group}}$  に近い値を示すことになる。この意味で杭と地盤との動的相互作用を考慮していない  $[K]_{\text{FEM}}$  をそのまま使用することは基礎－地盤系のばねを固めに評価することになる。水平ばねだけではなく他のばねについても同様な傾向を示す。橋脚 A モデル場合と同様に、道路橋示方書では杭間隔が  $2.5D$  以上離れていると群杭の影響は少ないとされているが、杭の動的挙動を考慮するとその影響は無視できないことがわかる。

図－4. 15 にグループ・パイル法において式 (4. 14) で定義した動的復元力特性  $[\Sigma(\omega_n)]$  の水平、回転、連成成分を示す。これより道路橋示方書で応答を考慮して設計する必要がある橋梁の卓越周波数約  $2\text{ Hz}$  以下では、動的ばね定数 ( $\Sigma$  の実数部分) の周波数依存性はほとんどない。したがって1つの質点でモデル化した基礎の減衰定数を適当に設定することができれば、地盤の卓越周波数におけるばね定数を基礎－地盤系のばね－質点系モデルに使用することができる。

表-4. 2 杭基礎Aモデル杭諸元

ヤング率	(tf/m <sup>2</sup> )	2.70 x10 <sup>6</sup>
断面積		7.685
単位重量	(tf/m <sup>3</sup> )	2.5
断面二次モーメント ( m <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub>	1.767
	I <sub>y</sub>	1.767
	I <sub>z</sub>	3.534
減衰定数		0.03
せん断弾性定数	(tf・m <sup>2</sup> )	1.16 x10 <sup>6</sup>

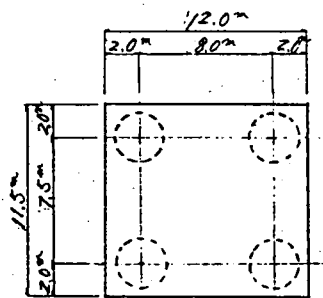


表-4. 1 杭基礎Aモデル地盤条件

層厚 (m)	単位体 積重量 (t/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	せん断波 速度 Vs(%) (1)月15 初期値	減衰 係数 (%) (1)月15 初期値	DEMの Vs(%) 初期値	道本ばね N値or LLT Eo(N値 LLT)	層 αEo (t/m <sup>2</sup> )	変形係数 1層 αEo (%)
1.0	1.5	0.49	79(100)	6.6(0.0)	2846	280	56	N値1α=0.2
1.5	1.8	•	59(130)	25.0(•)	1904	3030	616	N値11α=0.2
3.0	1.8	•	66(•)	22(•)	2084	178	1424	LLT α=0.8
3.5	1.8	•	70(•)	21.2(•)	2682	212	233.6	"
4.0	1.65	•	101(•)	7.2(•)				
4.0	1.65	•	102(•)	7.2(•)	7426	240	192	"
4.0	1.65	•	102(•)	7.2(•)				
5.0	1.78	•	163(210)	7.2(•)				
5.0	1.78	•	163(•)	7.2(•)	14381	1237	989.6	"
6.0	1.9	•	188(290)	16.4(•)	20419	2640	2112	"

\* 1/100レベル  
δ=1×10<sup>-2</sup>時

図-4. 8 杭基礎Aモデル概略図

表-4. 3 杭基礎Aモデルの単杭ばね定数の比較  
( ) は  $[\kappa]_{\text{douji}}$  (多層地盤) に対する比)

	[κ] ZEM		[κ] douji		[κ] group
	側方固定	側方フリー	1層地盤	多層地盤	
水平バネ $\kappa_{HX}$ (t/m)	6.23x10 <sup>-4</sup> (4.2)	2.49x10 <sup>-4</sup> (1.7)	1.35x10 <sup>-4</sup> (0.91)	1.48x10 <sup>-4</sup> (1.0)	3.05x10 <sup>-4</sup> (2.1)
連成バネ $\kappa_{HR}$ (t/rad)	2.78x10 <sup>-5</sup> (2.6)	1.52x10 <sup>-5</sup> (1.4)	9.93x10 <sup>-6</sup> (0.94)	1.06x10 <sup>-5</sup> (1.0)	1.89x10 <sup>-5</sup> (1.8)
回転バネ $\kappa_{RZ}$ (t・m/rad)	2.65x10 <sup>-6</sup> (1.7)	2.17x10 <sup>-6</sup> (1.4)	1.46x10 <sup>-6</sup> (0.94)	1.56x10 <sup>-6</sup> (1.0)	2.13x10 <sup>-6</sup> (1.4)

表一 4. 4 杭基礎 A モデルフーチング基礎底面中心ばね定数の比較  
( ) は [K]<sub>do uji</sub> (多層地盤) に対する比)

	[K] <sub>FEM</sub>		[K] <sub>double</sub>		[K] <sub>group</sub>
	側方固定	側方フリー	1層地盤	多層地盤	
水平バネ K <sub>HX</sub> (t/m)	2.49x10 <sup>-5</sup> (4.2)	9.96x10 <sup>-4</sup> (1.7)	5.4x10 <sup>-4</sup> (0.91)	5.91x10 <sup>-4</sup> (1.0)	6.33x10 <sup>-4</sup> (1.1)
連成バネ K <sub>HH</sub> (t/rad)	1.11x10 <sup>-6</sup> (2.6)	6.08x10 <sup>-5</sup> (1.4)	3.97x10 <sup>-5</sup> (0.94)	4.24x10 <sup>-5</sup> (1.0)	5.42x10 <sup>-5</sup> (1.3)
回転バネ K <sub>HZ</sub> (t・m/rad)	4.96x10 <sup>-7</sup> (1.3)	4.62x10 <sup>-7</sup> (1.2)	3.87x10 <sup>-7</sup> (0.98)	3.93x10 <sup>-7</sup> (1.0)	4.41x10 <sup>-7</sup> (1.1)

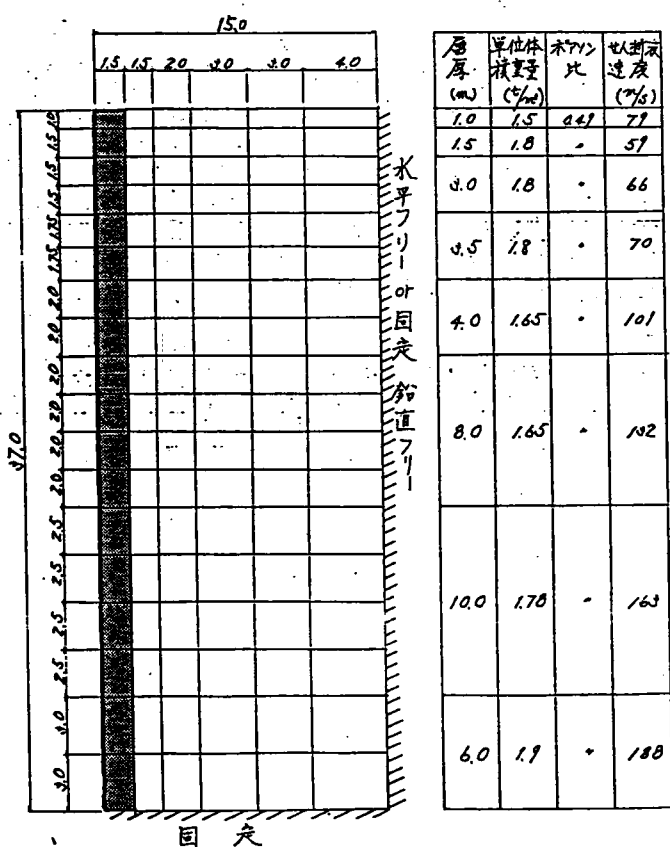


図-4.9 杭基礎Aモデルの単杭軸対称有限要素法モデル

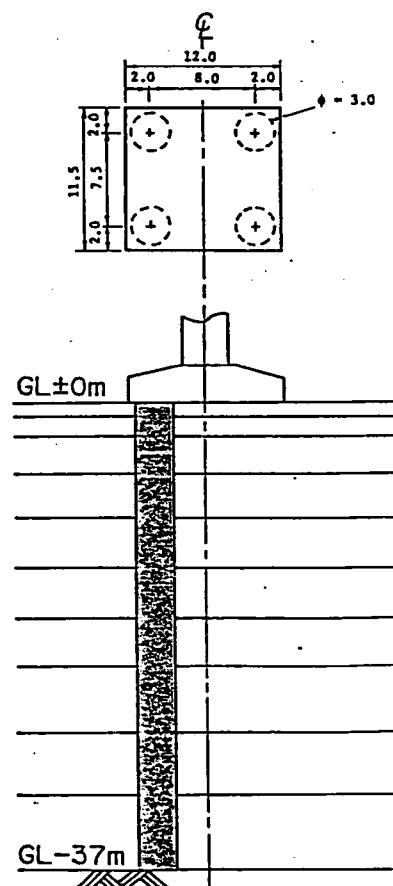
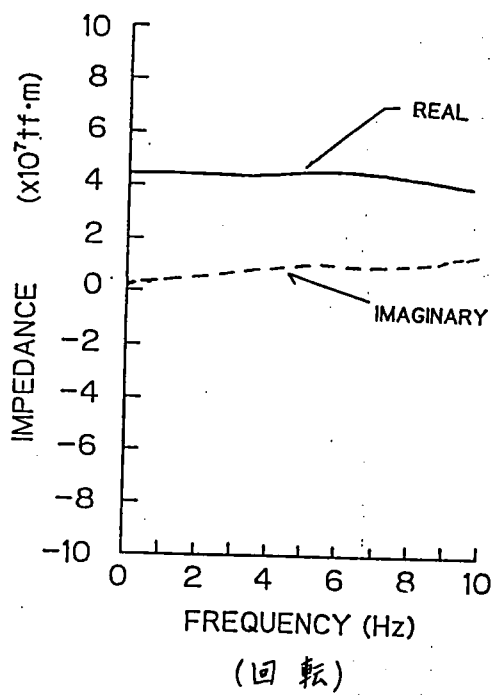
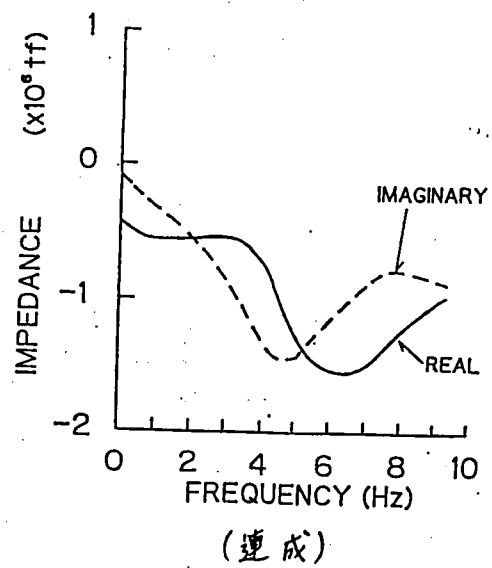
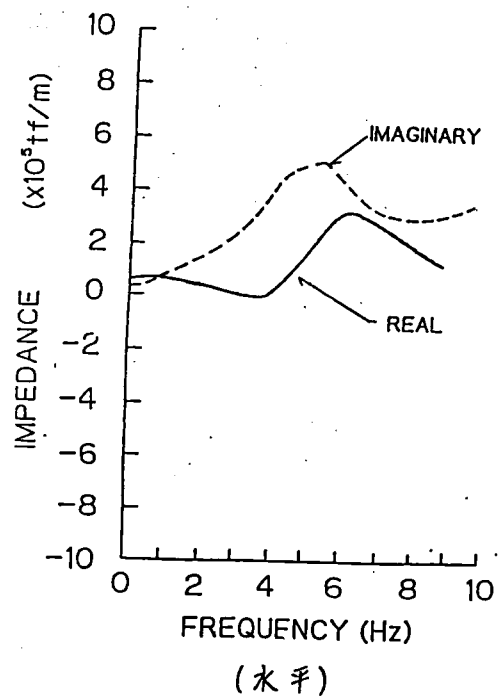


図-4.10  
杭基礎Aモデルグループ。  
パイル法解析モデル

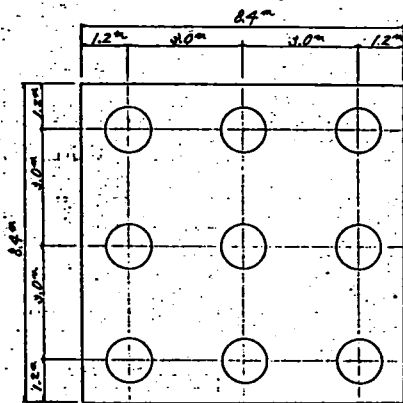


図一4. 11 杭基礎Aモデルグループ・パイル法動的復元力特性



表一4. 6 杭基礎Bモデル杭諸元

ヤング率	(tf/m <sup>3</sup> )	2.70 x10 <sup>6</sup>
断面積		1.131
単位重量	(tf/m <sup>3</sup> )	2.5
断面二次モーメント ( m <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub>	0.1018
	I <sub>y</sub>	0.1018
	I <sub>z</sub>	0.2036
減衰定数		0.03
せん断弾性定数	(tf・m <sup>3</sup> )	1.16 x10 <sup>6</sup>



表一4. 5 杭基礎Bモデル地盤条件

層厚 (m)	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断波速度 Vs (m/s) (初期値)	減衰係数 (%) (初期値)	FEMでのVsに5% 加算した弾性係数 (t/m <sup>2</sup> )	N値 or LLT E <sub>0</sub> (t/m <sup>2</sup> )	多層 αE <sub>0</sub> (t/m <sup>2</sup> )	表示に用いる変形係数 軟弱地盤面	1層 αE <sub>0</sub> (t/m <sup>2</sup> )
2.0 2.0	1.5	0.49	128 (140)	4.8 (2.0)	7470	600	504	LLT α=0.8	600.7 1/ρ=4.7m
2.5 2.5	1.8	•	154 (250)	18.5 (2.0)	12981	1960	1508	•	•
2.25 2.25	1.8	•	217 (250)	5.0 (2.0)	25774	1570	1256	•	•
3.0 3.0	2.0	•	242 (350)	14.2 (2.0)	35616	7010	5808	•	•
3.0 3.0	1.6	•	171 (190)	3.9 (2.0)	14227	1120	876	•	•
4.0 4.0	1.6	•	224 (250)	4.0 (2.0)	24412	1300	1040	•	•
2.0	•	•	350	2.0	•	•	•	•	•

図一4. 12 杭基礎Bモデル概略図

表-4. 7 杭基礎Bモデルの単杭ばね定数の比較  
( ) は  $[\kappa]_{\text{douji}}$  (多層地盤) に対する比)

	$[\kappa]_{\text{FEM}}$		$[\kappa]_{\text{douji}}$		$[\kappa]_{\text{group}}$
	側方固定	側方フリー	1層地盤	多層地盤	
水平ばね $\kappa_{\text{Hx}}$ (t/m)	$4.88 \times 10^{-4}$ (4.7)	$2.53 \times 10^{-4}$ (2.4)	$1.06 \times 10^{-4}$ (1.0)	$1.04 \times 10^{-4}$ (1.0)	$2.68 \times 10^{-4}$ (2.6)
達成ばね $\kappa_{\text{Hr}}$ (t/rad)	$6.84 \times 10^{-4}$ (2.5)	$3.84 \times 10^{-4}$ (1.4)	$2.50 \times 10^{-4}$ (0.91)	$2.74 \times 10^{-4}$ (1.0)	$4.83 \times 10^{-4}$ (1.8)
回転ばね $\kappa_{\text{Hr}}$ (t·m/rad)	$2.56 \times 10^{-5}$ (2.0)	$2.17 \times 10^{-5}$ (1.7)	$1.17 \times 10^{-5}$ (0.91)	$1.29 \times 10^{-5}$ (1.0)	$1.68 \times 10^{-5}$ (1.3)

表-4. 8 杭基礎Bモデルのばね定数の比較  
( ) は  $[K]_{\text{douji}}$  (多層地盤) に対する比)

	$[K]_{\text{FEM}}$		$[K]_{\text{douji}}$		$[K]_{\text{group}}$
	側方固定	側方フリー	1層地盤	多層地盤	
水平ばね $K_{\text{Hx}}$ (t/m)	$4.39 \times 10^{-4}$ (4.7)	$2.28 \times 10^{-4}$ (2.4)	$9.54 \times 10^{-4}$ (1.02)	$9.32 \times 10^{-4}$ (1.0)	$6.50 \times 10^{-4}$ (0.7)
達成ばね $K_{\text{Hr}}$ (t/rad)	$6.16 \times 10^{-5}$ (2.5)	$3.45 \times 10^{-5}$ (1.4)	$2.25 \times 10^{-5}$ (0.91)	$2.46 \times 10^{-5}$ (1.0)	$1.93 \times 10^{-5}$ (0.8)
回転ばね $K_{\text{Hr}}$ (t·m/rad)	$1.29 \times 10^{-7}$ (2.2)	$1.14 \times 10^{-7}$ (2.0)	$5.64 \times 10^{-6}$ (0.98)	$5.74 \times 10^{-6}$ (1.0)	$9.80 \times 10^{-6}$ (1.7)

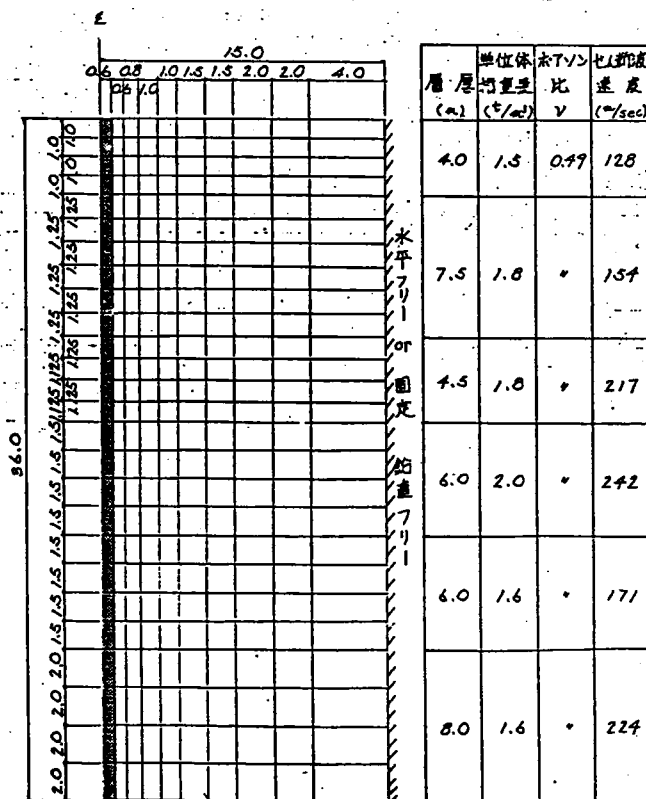


図-4. 13 杭基礎Bモデルの単杭軸対称有限要素法モデル

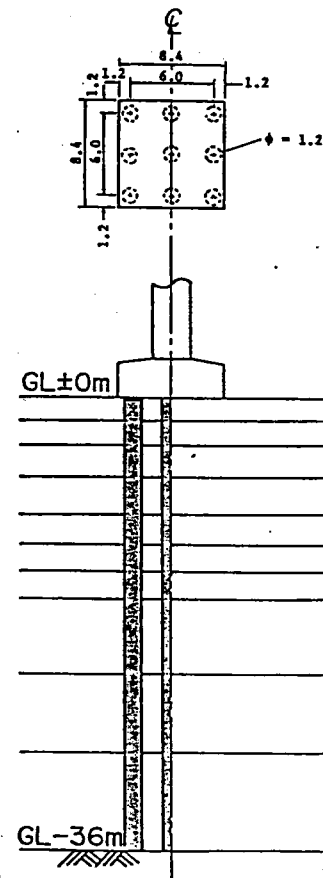


図-4. 14  
杭基礎Bモデルグループ  
パイル法解析モデル

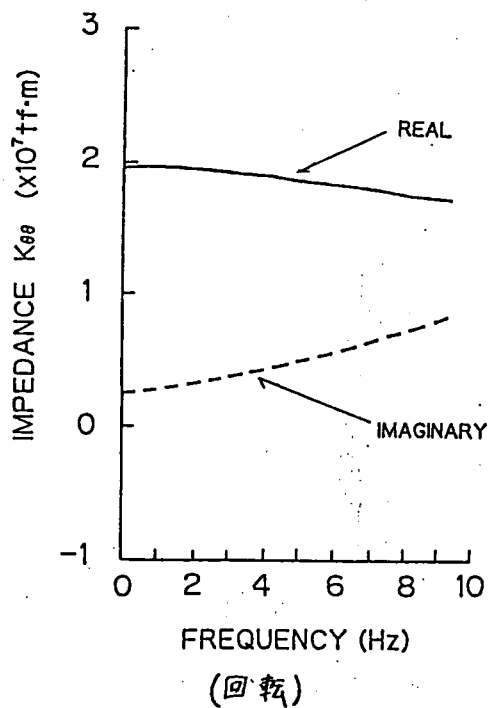
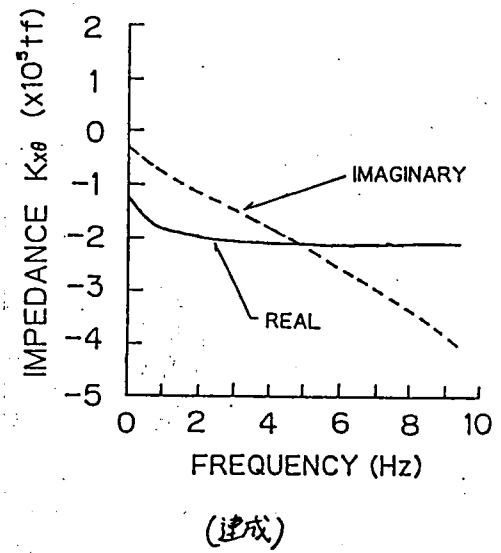
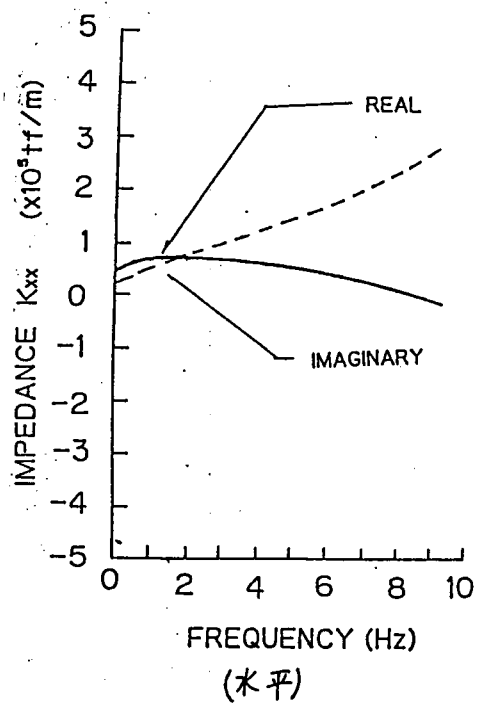


図-4. 15 杭基礎Bモデルグループ・パイル法動的復元力特性

#### 4. 4 杭と地盤の動的相互作用を考慮した杭基礎－地盤系の換算ばね（その2）<sup>15)</sup>

杭と地盤の動的相互作用を考慮した杭基礎－地盤系の換算ばねのもう1つの評価方法として本節では4. 2のiv)で述べた軸対称円筒モデル有限要素法を用いて、杭基礎－地盤系の換算ばね定数 $[K]_{ring}$ を求める。また動的相互作用を考慮しない換算ばね定数として変形係数による換算ばね定数 $[K]_{douji}$ （4. 2のi)）、単杭軸対称有限要素法による換算ばね定数 $[K]_{FEM}$ （4. 2のii)）も合わせて求め、それらを比較することにより換算ばね定数に及ぼす動的相互作用の影響について考察する。

解析モデルとしてベント工法によって施工される直径1. 5mの場所打ちコンクリート杭14本からなる図-4. 16に示す橋脚基礎Cを対象とする。この橋脚建設位置の地盤条件を図-4. 17に示すが、設計地盤面から12mの深さまではせん断波速度が150～250m/sec程度のローム層であり、それ以下はせん断波速度400m/secの砂礫層であり、それを杭の支持層として採用した。地盤の卓越周期は $T_g = 0. 35$ 秒で道路橋示方書の2種地盤である。なお図-4. 20に示す地震時における地盤のせん断波速度 $V_s$ および減衰定数 $h$ はひずみ依存曲線により地震時レベルに補正してある。

このせん断波速度 $V_s$ を用いて図-4. 17に示すように地盤の動的弾性係数を

式（4. 15）により計算し道路橋示方書による変形係数 $\alpha E_0$ との比較を行なうと、橋脚Aモデル、Bモデルと同様に $\alpha E_0$ が大幅に小さいことがわかり、 $[K]_{douji}$ ばね定数が $[K]_{FEM}$ ばね定数より小さいことがこの橋脚基礎についても予想される。

杭はせん断波速度400m/secの層で支持する必要がある、その結果杭長は14mとなる。式（4. 5）より

$$\beta = 0.457m^{-1}$$

で杭長 $l = 14m$ だから

$$\beta l = 6.40 > \pi$$

となり、半無限長の杭であることがわかる。

したがって設計地盤面から $1/\beta = 2.19m$ の範囲内の横方向地盤反力係数を用いる換算1層地盤系の半無限長杭頭ばね定数 $[\kappa]_{douji}$ （4. 2のi)の(a)）は式（4. 6）で求められ、その値を表-4. 9の下段に、それらをフーチング基礎底面中心に集約し、式（4. 4）における $[K]_{douji}$ を橋軸方向、橋軸直角方向について求めた結果を表-4. 10の下段に示す。

単杭軸対称有限要素法モデル（4. 2のii)）を図-4. 17に示す。側方境界条件

は水平方向固定と仮定する。このようにして求めた単杭の杭頭ばね定数  $[K]_{FEM}$  を表－4.9の上段に、それらをフーチング底面中心に集約したばね定数  $[K]_{FEM}$  を表－4.10の上段に示す。最も影響の大きい水平ばね定数に着目すると、単杭モデルでは、地震時ひずみレベルに基づいた有限要素法モデルの方が5倍程度大きい。したがって、集約したばね定数についても  $[K]_{FEM}$  の方が  $[K]_{douji}$  より5倍程度大きくなる。

軸対称円筒モデル有限要素法（4.2のiv））を適用するため、水平、回転、連成ばね定数に対しては、図－4.18に示すように円筒の半径3.75m, 5.30m, 8.39mの3種のリング要素を用いる。それらの等価曲げ剛性、等価せん断剛性、等価軸剛性を4.2のiv）に述べた手順で算出し、構造モデルを図－4.19のように作成する。その有限要素法モデルを図－4.20に示す。側方境界条件として伝達境界を用い、下方境界条件としては固定境界を用いる。

また鉛直ばねに対しては、等価側面表面積、等価底面積を4.2のiv）の手順で求め、図－4.21に示す構造モデルを作成する。その有限要素法モデルを図－4.22に示す。境界条件は水平、回転、連成ばねの場合と同様である。フーチング基礎底面中心に関する基礎－地盤系ばね定数  $[K]_{douji}$  に対する  $[K]_{ring}$  の比較を表－4.11に示してある。これより、杭と地盤の動的相互作用を考慮しない  $[K]_{FEM}$  の杭基礎－地盤系換算ばね定数の水平成分は道路橋示方書に基づいたばね定数  $[K]_{douji}$  の約5倍になるが、杭と地盤の動的相互作用を考慮した  $[K]_{ring}$  の杭基礎－地盤系換算ばね定数の水平成分は  $[K]_{douji}$  の約2倍になる。また、 $[K]_{ring}$  を橋軸方向の単杭軸対称有限要素法による換算バネ定数  $[K]_{FEM}$  と比較すると表－4.10、表－4.11より、水平ばねに着目すると

$$e = [K]_{ring} / [K]_{FEM} = 0.37$$

となる。これは群杭効果と考えられるので、既往の研究結果と比較する。柴田<sup>16)</sup>、小坪<sup>8)</sup>によって研究された杭本数別の群杭効果を図－4.24に示す。杭基礎Cモデルでは杭本数は14本であるので、群杭効果  $e$  は柴田らの研究によると0.34であり、小坪らの研究によると0.24である。したがって、 $e = 0.37$  は柴田らの研究結果に近い値である。さらに、軸対称円筒モデル有限要素法は杭基礎－地盤系の動的挙動を実用上十分に再現できることが、後藤らによる振動試験で明かにされている<sup>10)</sup> ので  $[K]_{ring}$  を妥当なばね定数とすれば、橋脚Aモデル、Bモデルと同様に道路橋示方書では杭間隔が2.5D（D：杭径）以上離れていると群杭の影響は少ないとされているが、杭基礎の動的挙動

に関しては、群杭の影響は無視できないことがわかる。

図-4.23に軸対称円筒モデル有限要素法における動的復元力特性 $[K(\omega_n)]$ の水平、回転、連成、鉛直成分を示す。この場合も道路橋示方書で応答を考慮して設計する必要がある橋梁の卓越周波数は約2 Hz以下<sup>14)</sup>では、動的ばね定数 $([K(\omega_n)])$ の実数部分)の周波数依存性はほとんどないので、 $\omega_n = 0$ での静的ばね定数は実用上よい近似を与える。したがって1つの質点でモデル化した基礎の減衰定数を適当に設定することができれば、 $\omega_n = 0$ での静的ばね定数を基礎-地盤系ばね-質点系モデルの換算ばね定数として使用することができる。

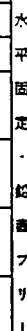
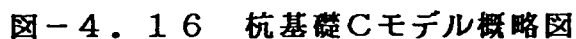


図-4.17 杭基礎Cモデル地盤条件

	水平びね $\kappa_{xx}$ (t/m)	回転びね $\kappa_{zz}$ (t-m/rad)	連成びね $\kappa_{xz}$ (t/rad)	鉛直びね $\kappa_{yy}$ (t/m)
[ $\kappa$ ] $_{FEM}$	$7.38 \times 10^4$ (5.3)	$4.29 \times 10^5$ (1.7)	$1.20 \times 10^6$ (2.8)	$3.44 \times 10^6$ (6.4)
[ $\kappa$ ] $_{ANAL}$	$1.39 \times 10^4$	$2.58 \times 10^5$	$4.57 \times 10^4$	$5.41 \times 10^4$

		水平ばねK <sub>xx</sub> (t/m)	回転ばねK <sub>xx</sub> (t・m/rad)	連成ばねK <sub>xx</sub> (t/m)	鉛直ばねK <sub>yy</sub> (t/m)
揺動方向	[K] <sub>FRM</sub>	1.03x10 <sup>6</sup> (5.3)	5.44x10 <sup>7</sup> (4.9)	1.68x10 <sup>6</sup> (2.6)	4.82x10 <sup>6</sup> (6.4)
	[K] <sub>JOINT</sub>	1.95x10 <sup>6</sup>	1.12x10 <sup>7</sup>	6.40x10 <sup>6</sup>	7.57x10 <sup>6</sup>
揺動直角方向	[K] <sub>FRM</sub>	1.03x10 <sup>6</sup> (5.3)	1.51x10 <sup>8</sup> (5.7)	1.68x10 <sup>6</sup> (2.6)	4.82x10 <sup>6</sup> (6.4)
	[K] <sub>JOINT</sub>	1.95x10 <sup>6</sup>	2.64x10 <sup>7</sup>	6.40x10 <sup>6</sup>	7.57x10 <sup>6</sup>

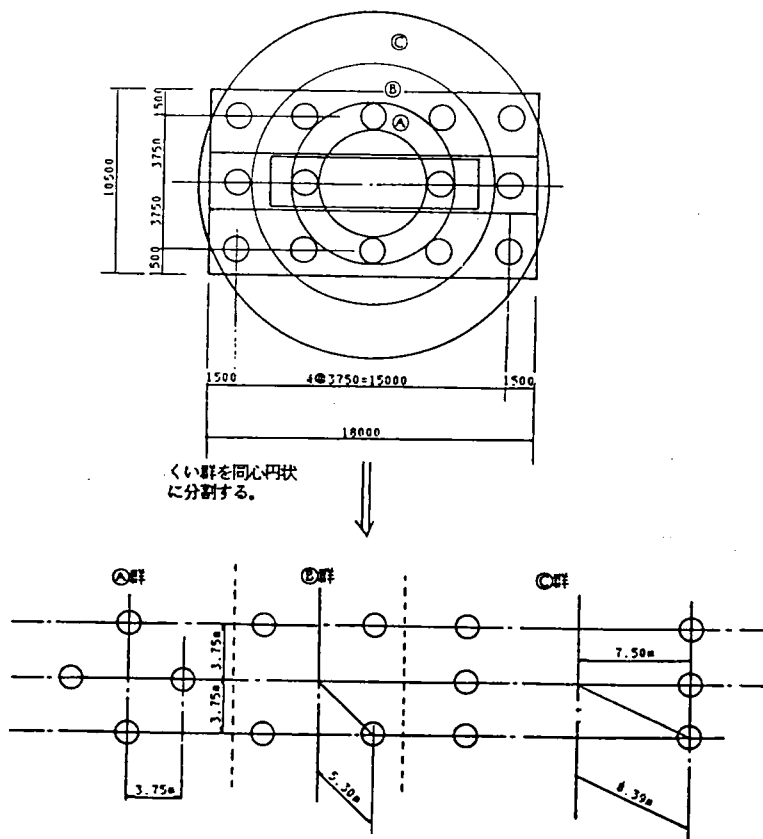


図-4.18 杭基礎Cモデル円筒梁構成図  
(水平、回転、連成ばね)

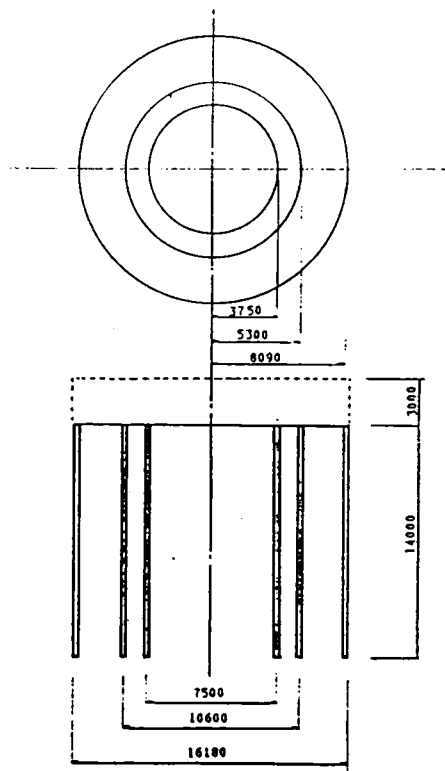


図-4.19 杭基礎Cモデル円筒梁構造図  
(水平、回転、連成ばね)

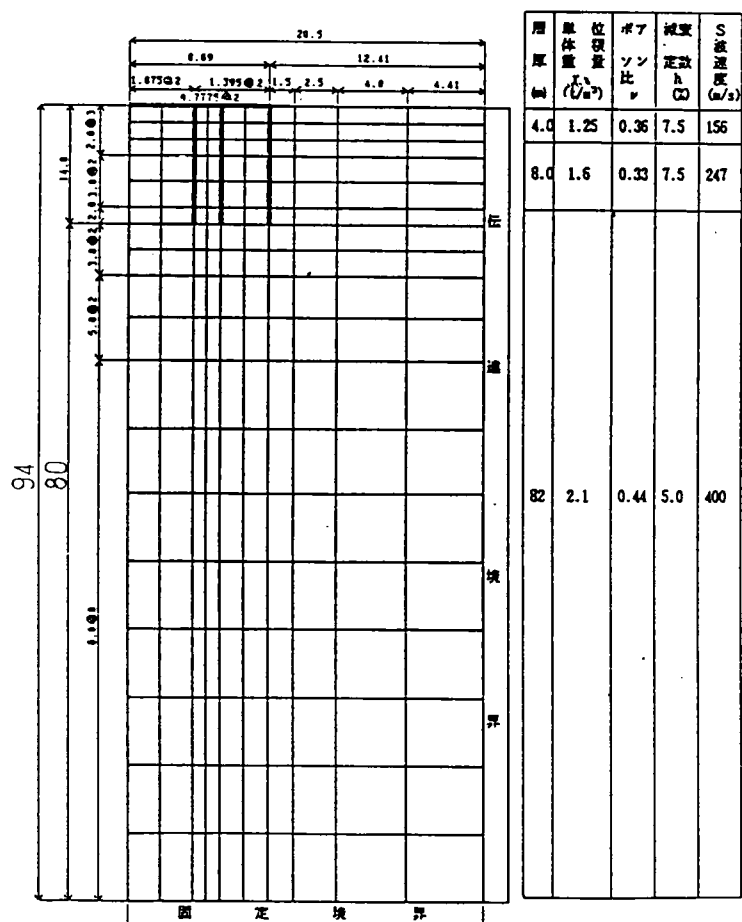


図-4.20 杭基礎Cモデルの有限要素法モデル (水平、回転、連成ばね)



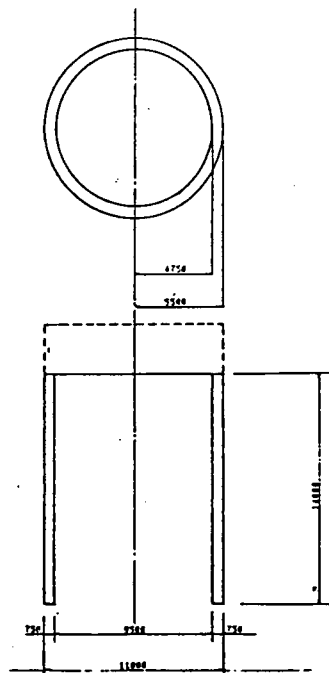


図-4.21

杭基礎Cモデル円筒梁構造図  
(鉛直ばね)

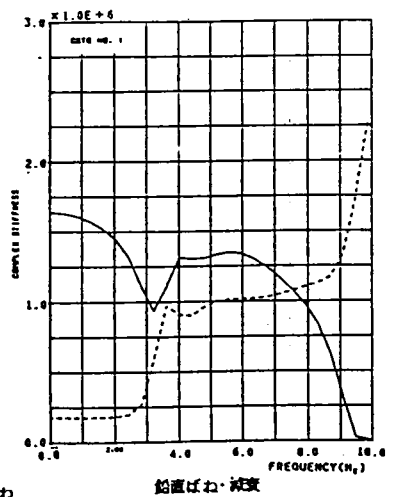
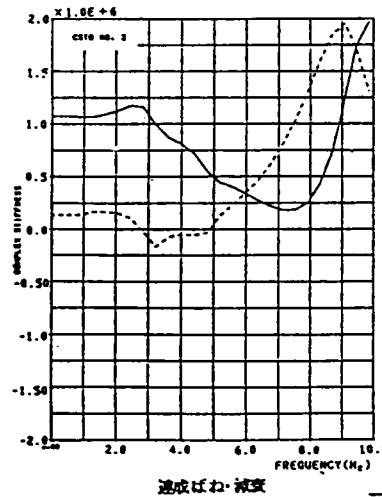
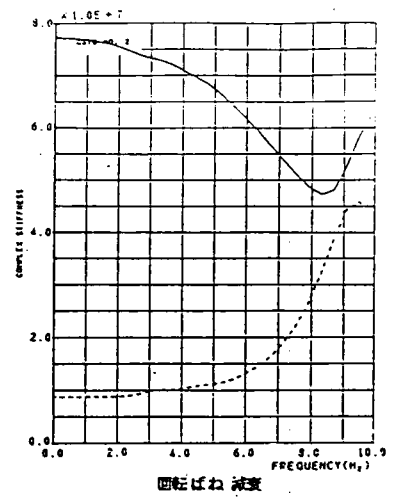
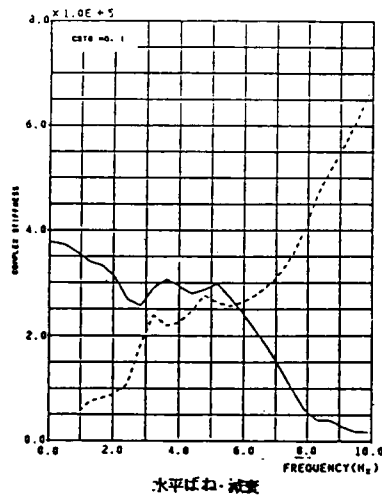


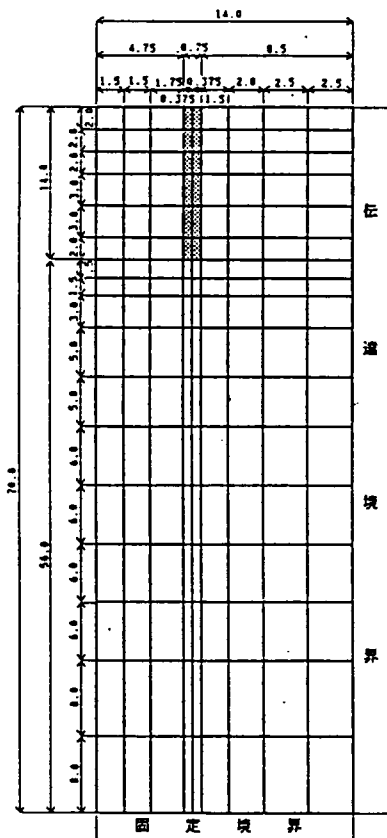
図-4.23 杭基礎Cモデル

3次元円筒梁モデル動的復元力特性

表-4.11 杭基礎Cモデル  
ばね定数の比較

( $[K]_{\text{doubt}}$  と  $[K]_{\text{ring}}$ )

	水平ばね $K_{xx}(\text{t/m})$	回転ばね $K_{\theta\theta}(\text{t}\cdot\text{m/rad})$	連成ばね $K_{\text{int}}(\text{t/rad})$	鉛直ばね $K_{\text{vv}}(\text{t/m})$
$[K]_{\text{ring}}$	$3.77 \times 10^5$	$7.72 \times 10^7$	$1.08 \times 10^6$	$1.64 \times 10^4$
$[K]_{\text{doubt}}$	$1.95 \times 10^5$	$1.12 \times 10^7$	$6.40 \times 10^5$	$7.57 \times 10^3$
比: 道示	1.9	6.9	1.7	2.2



層厚 (m)	単位体積重量 $\gamma_i$ ( $\text{t/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	減衰定数 $h$ ( $\text{CO}$ )	S波速度 $v_s$ ( $\text{m/s}$ )
4.0	1.25	0.36	7.5	15.6
8.0	1.6	0.33	7.5	24.7
58	2.1	0.44	5.0	400

くい端元  $E = 2.7 \times 10^4 \text{ t/m}^2$   
 $\nu = 0.167$   
 $\gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$   
 $h = 5 \%$

図-4.22 杭基礎Cモデルの有限要素法モデル (鉛直ばね)

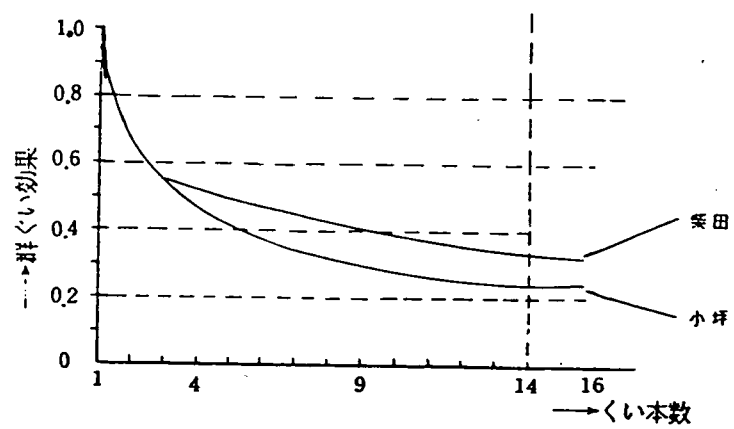


図-4.24 杭本数別群杭効果

#### 4.5 結語

橋梁の地震応答解析において、杭基礎－地盤系は次のようなモデル化ができる。

- ①橋梁の地震応答解析において、杭基礎－地盤系を水平、回転、鉛直の3自由度ばね－質点系でモデル化し、単杭の杭頭ばね定数から橋梁の地震応答解析に用いる杭基礎－地盤系の換算ばね定数を求めることができる。ただし、杭間隔が杭径の2.5倍離れていても、杭と地盤の動的相互作用を考慮する必要がある。
- ②橋梁の地震応答解析に用いる杭と地盤の動的相互作用を考慮できる換算ばね定数は周波数依存ばねであり、グループ・パイル法または軸対称円筒モデル有限要素法で求めることができる。
- ③橋梁の杭基礎－地盤系のフーチング基礎底面中心における周波数依存ばねは、橋梁の卓越周波数領域で周波数に対して大きく変動していないため、橋梁の地震応答解析に用いる杭基礎－地盤系の換算ばね定数として周波数に依存しない一定の値を採用しても杭と地盤の動的相互作用の影響はある程度反映できる。その値は地盤の卓越周波数または周波数が0のばね値とする。
- ④杭基礎－地盤系は③で求めた換算ばね定数を用いて、水平、回転、鉛直の3自由度のばね－質点系でモデル化できる。
- ⑤橋梁の地震応答解析に用いる杭基礎－地盤系の換算ばね定数は変形係数により単杭の杭頭ばね定数を求め、それらをフーチング基礎底面中心に集約したばね定数よりも大きく、水平ばね定数では1～5倍であり、その倍率は地盤が固いほど大きい。したがって簡便な変形係数による方法で耐震設計の対象となるすべての杭基礎の換算ばね定数を求めておけば、グループ・パイル法あるいは軸対称円筒モデル有限要素法を適用した杭基礎の換算ばね定数から、グループ・パイル法あるいは軸対称円筒モデル有限要素法を適用していない杭基礎の換算ばね定数を推定できる。

今後の課題として剛体基礎と同様に、杭基礎の振動試験結果をここで提案したグループ・パイル法または軸対称円筒モデル有限要素法でシミュレーションし、実験面からその適用条件を検証する必要がある。

参考文献 (第4章)

- 1) Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A.; Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, EM3, ASCE, Vol.90, pp.223~254, 1964
- 2) Novak, M.; Dynamic Stiffness and Damping of Piles, Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, pp.574 ~598, 1974
- 3) Blaney, G.W., Kausel, E. and Roesset, J.M., Dynamic Stiffness of Piles, Proc. of 2nd Int. Conf. Numer. Meth. in Geomech., pp.1001~1012, 1967
- 4) Wolf, J.P. and von Arx, G.A.; Impedance Function of A Group of Vertical Piles, Procs. Geot. Eng. Div. Specialty Conf. on Earthq. Eng. and soil Dyn., Vol.2, 1978, pp1024 ~1041
- 5) 土岐憲三・三浦房紀・野口雅之; 強震時における杭基礎構造物の非線形挙動、京都大学防災研究所年報第24号、昭和56年4月
- 6) Hirokazu TAKEMIYA, Yasuyuki YUKAWA ; DYNAMIC ANALYSIS OF GROUPED PILE FOUNDATION IN LAYERED SOILS, Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.3 No.1 183s-193s, Japan Society of Civil Engineers, April, 1986
- 7) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、日本道路協会、昭和55年5月
- 8) 小坪清真・高西照彦; 不規則な配置をもつ杭径の異なる群杭に対する横方向群杭効果の解析法、土木学会論文報告集第277号、pp. 15~24、1978年9月、
- 9) MSC/NASTRAN, MacNeal-Schwendler Corporation, 1974
- 10) 後藤洋三他; 軟弱地盤中の杭基礎橋脚の振動特性、  
第4回日本地震工学シンポジウム、pp. 527~pp. 533、1975年11月
- 11) 竹宮 宏和・田中 宏明・角谷 務・佐伯 光昭; 群杭基礎構造物の実務耐震設計への提案  
土木学会第42回年次学術講演会講演概要集第1部、  
pp. 1122~pp. 1123、昭和62年9月
- 12) 竹宮 宏和・中村 雅彦・佐伯 光昭; 橋梁の動的解析に用いる群ぐい基礎のくい頭バネに関する一考察  
土木学会第42回年次学術講演会講演概要集第1部、  
pp. 1120~pp. 1121、昭和62年9月
- 13) 角谷務他; 単杭の水平載荷試験のシミュレーション解析手法に関する一考察

(その1)、昭和63年度土木学会第43回年次学術講演会発表予定

14) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、pp. 35～pp. 36 日本道路協会  
、昭和55年5月

15) 小野正二・角谷務・佐伯光昭；東名改築区間の長大橋梁の耐震設計について

(その1)、昭和61年度土木学会第41回年次学術講演会概要集第1部

pp. 1121～1122、1986年11月

16) 柴田徹・八島厚・寺田典生；群杭の杭間隔と水平抵抗に関する実験的研究（その2）  
、第18回土質工学会研究発表会、昭和58年6月

## 第5章 振動試験による橋梁の地震応答解析 モデルの検証

### 5.1 概説

橋梁の振動試験はこれまで数多くの橋梁で行なわれてきたが、その多くは橋軸方向の地震力を1つの橋台または橋脚でとる橋梁に対してであった。これらの振動試験によると、橋梁の振動特性は動的解析により概ね再現できることが明らかにされている。<sup>1), 2)</sup> さらに常時微動による方法も橋梁の振動特性を知るのに有効であることが確認されている。<sup>3)</sup> また近年鋼斜張橋についても振動実験が行なわれ、その振動特性が動的解析により求められることが実験的に確認されている。<sup>4), 5)</sup> 本章では新しい橋梁形式である高橋脚連続ラーメン橋のようなフレキシブルな高次不静定橋梁については実橋の振動試験を行なった結果を反映して、橋梁の簡便な地震応答解析の方法を提案する。ここでは特に以下に示す動的応答解析構造モデル、動的応答解析手法および減衰特性について考察する。なお、第3章、第4章では振動数に依存する動的復元力特性を基本に検討を進めてきたが、本章では実際の設計への適用の容易さを考慮し、減衰特性、復元力特性については、振動数依存性を考えない。

#### i) 動的応答解析構造モデル

基礎構造のモデル化については第3章では剛体基礎を対象に、第4章では杭基礎を対象に検討を行ない、いずれの基礎に対しても基礎-地盤系は換算地盤ばね定数を適当に設定すれば耐震設計上は、水平、鉛直、回転の3自由度を有するばね-質点系でモデル化して差し支えないことがわかった。本章では基礎-地盤系をこのようにモデル化し、橋脚および上部構造を新たに集中質点系でモデル化することによりフレキシブルな高橋脚鉄骨鉄筋コンクリート橋脚およびフレキシブルな高次不静定橋梁である高橋脚鋼トラス橋、高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の振動試験により得られた共振曲線または自由振動減衰曲線を動的応答解析でシミュレーションすることにより、橋脚および上部構造のモデル化の妥当性について検証する。

#### ii) 動的応答解析手法

本論文では動的応答解析手法としてモード解析法を用いる。i) の動的応答解析構造モデルを用いて、先に述べた橋梁の振動試験により得られた共振曲線または自由減衰振動曲線をモード解析法でシミュレーションすることによりモード解析法が橋梁の地震応答解析に適用できるかどうか考察する。

### i i i) 減衰特性

ここでは振動試験結果をシミュレーションすることにより橋梁上部構造、橋脚および基礎―地盤系のそれぞれに対して減衰定数を設定し、橋梁全体系の減衰特性を評価する方法について考察する。これは橋梁の地震応答解析にあたって減衰定数を簡便に設定できることを目的とするものである。また地震時の橋梁の振幅は振動試験のそれに比べて大きいいため比較的大きな振幅が得られる振動試験とそれよりも小さい振幅しか得られない2種類の振動試験を実施し減衰定数の振幅依存性について検討することにより、橋梁の地震応答解析に用いる減衰定数について考察する。

5. 2では振動試験により得られる共振曲線または自由振動減衰曲線をシミュレーションするのに必要な動的応答解析構造モデル、動的応答解析手法、減衰定数の評価方法について定式化する。

5. 3では剛体基礎を有するフレキシブルな高橋脚鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の振動試験を実施し、その共振曲線をシミュレーションすることにより高橋脚鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の動的応答解析構造モデル、モード解析法による動的応答解析手法の適用性について考察する。またこの時得られるモード減衰から剛体基礎―地盤系の減衰定数、橋脚の減衰定数を推定する。また起振力の異なる振動試験でそれぞれの減衰定数を求めることにより減衰定数の振幅依存性についても考察する。

5. 4では高橋脚鋼トラス橋の振動試験を実施し、その共振曲線をシミュレーションすることにより高橋脚鋼トラス橋の動的応答解析構造モデル、モード解析法による動的応答解析手法の適用性について考察する。またこの時得られるモード減衰から高橋脚鋼トラス橋の減衰定数を推定する。また比較的大きな振幅が得られる振動試験とそれより小さな振幅しか得られない2種類の振動試験を実施し、減衰定数の振幅依存性とその原因について考察する。

5. 5では高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の振動試験を実施し、その共振曲線を動的応答解析でシミュレーションすることによりプレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の動的応答解析構造モデル、モード解析による動的応答解析手法の適用性について考察する。またこの時得られるモード減衰からプレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の減衰定数を推定する。またゴム支承を用いた場合の橋梁の減衰特性を振動試験結果より考察する。

5. 6ではこれらの橋脚および橋梁の振動試験結果を考慮して、鋼トラス橋、プレスト

レスト・コンクリート・ラーメン橋等のフレキシブルな高次不静定橋梁の動的応答解析構造モデルおよび動的応答解析手法を提案する。また減衰特性の振幅依存性を検討し、地震応答解析における減衰定数の設定方法について考察する。



## 5. 2 橋梁の振動試験のシミュレーション手法<sup>6)</sup>

本章では橋梁の耐震設計に用いる簡便な地震応答解析手法の適用性を実験的に検証するためフレキシブルな高橋脚鉄骨鉄筋コンクリート橋脚およびフレキシブルな高次不静定橋梁である高橋脚鋼トラス橋、高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の振動試験により得られた共振曲線または自由減衰振動曲線をシミュレーションする。したがって本節ではシミュレーションに必要な動的応答解析構造モデルを5. 2. 1で提案し、動的応答解析手法を5. 2. 2で定式化する。また5. 2. 3ではシミュレーションにより橋梁の基礎、橋脚、上部構造の減衰定数を求める方法について考察する。

### 5. 2. 1 動的応答解析構造モデル

①基礎—地盤系は水平、回転、鉛直の3自由度を有するばね—質点系モデルとする。

これは第3章、第4章の検討結果に基づいている。

②橋脚および上部構造はせん断変形を考慮した梁要素とする。

③質量行列は集中質点または整合質量とする。

②、③についてはその妥当性を本章の振動試験により検証する。

### 5. 2. 2 動的応答解析手法

耐震設計に用いる動的応答解析手法は弾性モード解析とする。これを起振機による振動試験に適用した場合の定式化を(a)に、自由減衰振動試験に適用した場合の定式化を(b)に示す。

(a) 起振機振動試験結果の弾性モード解析によるシミュレーション

5. 2. 1の①～③の条件を用いると、起振機による振動試験では、式(3. 3)は次式のようになる。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{f\} \sin \omega t \quad \text{-----} \quad (5. 1)$$

ここに、 $\{f\}$ は加振方向に起振力 $f_0$ ，他は0成分のベクトルである。また、 $\omega$ は加振周期である。さらに、

$[\Phi] = [\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n]$  : モード行列

$\{\phi\}_n$  :  $n$ 次固有円振動数 $\omega_n$ に対応する $n$ 次モード

$\{\phi\}_n^T [M] \{\phi\}_n = M_n$  : 一般化質量

$\{\phi\}_n^T [K] \{\phi\}_n = K_n$  : 一般化剛性

$\{\phi\}_n^T [C] \{\phi\}_n = C_n$  : 一般化減衰

$\{\phi\}_n^T \{f\} = f_n$  : 一般化外力

とすれば、次式が成立する。

$$\{u\} = [\Phi] \{q\} \quad (5.2)$$

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = f_n \sin \omega t \quad (5.3)$$

ただし、 $q_n$  は  $\{q\}$  の  $n$  次成分である。

式 (5.3) より次式を得る。

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = (f_n / M_n) \sin \omega t \quad (5.4)$$

$$\text{ここに、} 2\xi_n \omega_n = C_n / M_n \quad (5.5)$$

$$\omega_n^2 = K_n / M_n \quad (5.6)$$

で、 $\xi_n$  はモード減衰である。

式 (5.4) を解けば、定常応答は次式で与えられる。

$$q_n = a_n \sin \omega t + b_n \cos \omega t \quad (5.7)$$

ここに、

$$a_n = \frac{f_n}{K_n} \cdot \frac{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right\}^2 + \left(2\xi_n \frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad (5.8)$$

$$b_n = \frac{f_n}{K_n} \cdot \frac{2\xi_n \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right\}^2 + \left(2\xi_n \frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad (5.9)$$

である。

式 (5.4) の解を式 (5.2) に代入すると、次式が得られる。

$$\{u\} = [\Phi] (\{a\} \sin \omega t + \{b\} \cos \omega t) \quad (5.10)$$

ここに、 $\{a\}$ 、 $\{b\}$  は  $n$  次成分が  $a_n$ 、 $b_n$  のベクトルである。

#### (b) 自由減衰振動試験結果の弾性モード解析によるシミュレーション

自由減衰振動応答解析は外力が作用しないため式 (5.1) の右辺を 0 と置けば次式が得られる。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = 0 \quad (5.11)$$

ここに、初期変位ベクトルを

$$\{u\}_{t=0} = \{u\}_0$$

とすれば、式 (5.2) より初期変位ベクトルは一般化座標により次のように表わされる。

$$\{u\}_0 = [\Phi] \{q\}_{t=0} \quad (5.12)$$

ところで

$$\begin{aligned} [\Phi]^T [M] \{u\}_0 &= [\Phi]^T [M] [\Phi] \{q\}_{t=0} \\ &= M_n q_{0,n} \end{aligned}$$

だから、 $q_{0,n}$  は次のようになる。

$$q_{0,n} = ([\Phi]^T [M] \{u\}_0) / M_n \quad (5.13)$$

ここに、 $q_{0,n}$  は  $\{q\}_{t=0}$  の  $n$  次成分である。一般化剛性、一般化質量、一般化減衰を用いると次の 1 自由度系の運動方程式を得る。

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = 0 \quad (5.14)$$

または、モード減衰  $\xi_n$  を用いると次式のようなになる。

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = 0 \quad (5.15)$$

これを初期条件 (5.13) のもとに解くと次式が得られる。

$$q_n = q_{0,n} \exp(-\xi_n \omega_n t) \cos(\omega_n \sqrt{1-\xi_n^2} t) \quad (5.16)$$

したがって応答変位は式 (5.2) より次式で求められる。

$$\{u\} = [\Phi] \{q\} \quad (5.17)$$

ここに、 $\{q\}$  は  $n$  次成分  $q_n$  が式 (5.16) で与えられるベクトルである。

### 5.2.3 振動試験による減衰定数の評価方法

モード減衰  $\xi_n$  を仮定し式 (5.10) または式 (5.17) を使用して振動試験の共振曲線をシミュレーションすることによって  $\xi_n$  が 1 次から順次試験で求められる。このモード減衰を設計に適用しやすいように上部構造、橋脚部、基礎部の要素の減衰定数 (減衰比) に振り分けることにする。

モード減衰の振り分け方として、既往の研究より 2 つの方法を採用する。その 1 つはモード減衰が次式で示されるように各要素のひずみエネルギーに比例するとしたもので次式で与えられる。<sup>7)</sup>

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\phi\}_i^T [k]_j \{\phi\}_i}{\{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i} \quad (5.18)$$

ここに、 $\xi_i$  :  $i$  次モードひずみエネルギー比例減衰

$[k]_j$  : 要素  $j$  の剛性行列

$h_j$  : 要素  $j$  の減衰定数

$[K]$  : 構造全体の剛性行列

$\{\phi\}_i$  :  $i$  次のモード・ベクトル

である。

もう1つの方法は次式で示されるような各質点の運動エネルギーに比例するとしたものである。<sup>8)</sup>

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\phi\}^T [m]_j \{\phi\}_i}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}_i} \quad (5.19)$$

ここに、 $\xi_i$  :  $i$  次モード運動エネルギー比例減衰

$[m]_j$  : 要素  $j$  の質量行列

$h_j$  : 要素  $j$  の減衰定数

$[M]$  : 構造全体の質量行列

$\{\phi\}_i$  :  $i$  次のモード・ベクトル

である。

2自由度系の場合そのモード図を図-5.1に示すが、ひずみエネルギー比例減衰は次式で与えられる。

$$\xi_n = \frac{h_1 \frac{k_1}{k_1} (\phi_{n1} - \phi_{n2})^2 + h_2 \frac{k_2}{k_2} \phi_{n2}^2}{(\phi_{n1} - \phi_{n2})^2 + \phi_{n2}^2} \quad (5.20)$$

また運動エネルギー比例減衰は次式で与えられる。

$$\xi_n = \frac{h_1 \frac{m_1}{m_1} \phi_{n1}^2 + h_2 \frac{m_2}{m_2} \phi_{n2}^2}{\phi_{n1}^2 + \phi_{n2}^2} \quad (5.21)$$

どちらの方法とも一般的に刺激係数が大きい要素の減衰定数がモード減衰に大きい影響を与える。この考え方に基づき振動試験結果より上部構造、橋脚部、基礎部の減衰定数を推定する。

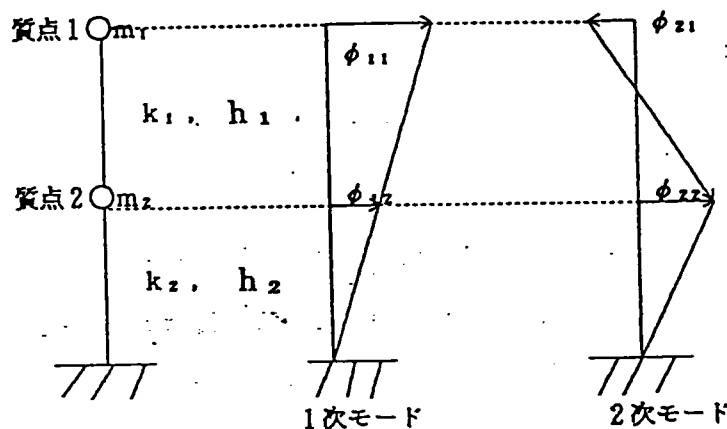


図-5.1 モード減衰2自由度系モデル

### 5. 3 高橋脚鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の振動試験結果のシミュレーションによる動的応答解析法の検証<sup>9), 10)</sup>

本節では高橋脚鋼トラス橋の橋脚が完成した時点で橋脚のみの振動試験を行ない、その結果を動的応答解析でシミュレーションすることによりニューマチック・ケーソン基礎構造からなるフレキシブルな鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の動的応答解析法すなわち

(1) 動的応答解析構造モデルとして集中質点系梁モデルを用いる。

(2) 動的応答解析手法としてモード解析を用いる。

の適用性を検証し、

(3) 剛体基礎および橋脚柱の減衰特性について考察を行なう。

対象とする橋梁は、河岸段丘により形成された高低さ約100mのU字谷を約1000mにわたって横過する図-5.4に示す鋼トラス橋の高橋脚群のうちの2基であるP<sub>5</sub>橋脚、P<sub>6</sub>橋脚である。

P<sub>5</sub>橋脚、P<sub>6</sub>橋脚中間地点の地盤条件を図-5.5に示す。玉石、軽石を含む河川堆積物が約50mの層をなしており、その下に基盤となる角礫凝灰岩層がある。せん断波速度V<sub>s</sub>は地表面から5mの深さで400 m/sec以上あり地盤条件は良好であるが、最大支間168 mの4車線のトラス橋の地震時水平荷重を高橋脚で分担して受け持つために基礎部に発生する大きい転倒モーメントに対してニューマチック・ケーソン剛体基礎が必要となった。

P<sub>5</sub>橋脚は図-5.2に示すように基礎底面の寸法22m x 24m、基礎高25mのニューマチック・ケーソン基礎からなる高さ55mの高橋脚で橋脚柱部は重量を軽減するため2室中空箱断面で、橋脚幅は頂部5mから基部10mへと漸増している。

P<sub>6</sub>橋脚は図-5.3に示すように基礎底面の寸法18m x 24m、基礎高17mのニューマチック・ケーソン基礎からなる高さ70mの高橋脚で橋脚柱部はP<sub>5</sub>橋脚と同様な2室中空箱断面であるが、橋脚幅は頂部から基部まで一定値の5mである。

これらの橋脚の頂部に起振機を設置して振動試験を行なった。

5.3.1ではP<sub>5</sub>橋脚の振動試験により得られた共振曲線のシミュレーションを行ない、上述の(1)、(2)、(3)について考察する。

5.3.2ではP<sub>5</sub>橋脚よりもさらに長周期であるP<sub>6</sub>橋脚の振動試験結果に対してP<sub>5</sub>橋脚と同様な検討を行ないその結果について考察する。

5.3.3では $P_6$ 橋脚に対して起振機の加振力を変えて振動試験を実施し、異なる応答振幅における減衰定数を求め、減衰定数の振幅依存性について検討する。これは振動試験による小振幅域の減衰定数から、地震時の大振幅域の減衰定数の特性を把握することを目的とする。

5.3.4では振動試験結果より鉄骨鉄筋コンクリート橋脚柱およびニューマチック・ケーソン基礎の減衰機構について考察する。

5.3.5では $P_5$ 橋脚、 $P_6$ 橋脚のニューマチック・ケーソン基礎の換算ばね定数を振動試験により求め、それを3.6の軸対称有限要素法静的ばね定数 $[K]_{FEM}$ と比較することにより、 $[K]_{FEM}$ の適用性について実験的検証を行なう。

#### 5.3.1 $P_5$ 橋脚振動試験結果の考察

振動試験は橋脚頂部に起振機を設置して、橋軸方向、橋軸直角方向の2方向について加振試験を行なった。起振機の振動数－起振力特性は図－3.13に示す $L_{Test}$ を使用する。

橋脚柱は集中質点系梁モデルで図－5.6に示すようにモデル化する。また剛体基礎－地盤系は3自由度のばね－質点系モデルとせず、剛体要素にばねを付してモデル化する。これは周波数に依存しない一定値の換算地盤ばね定数の範囲で剛体基礎の動的応答解析によるシミュレーションをできるだけ精度よく行なうためである。

橋軸および橋軸直角方向の振動試験結果をそれぞれ(a)、(b)に示す。

##### (a) 橋軸方向試験

$P_5$ 橋脚の橋軸方向振動試験の共振曲線の実測値および動的応答解析によるシミュレーション解析結果を図－5.7に示す。橋脚頂部の共振曲線の計算値は1次共振時、2次共振時とも実測値とほぼ完全に一致しているが、基礎上部、下部においては、1次共振時には計算値と実測値は一致しているものの、2次共振時には振動数は一致するものの応答振幅は十分と言える程には一致していない。

共振振動数の実測値および計算値は以下のようになる。

1次共振振動数：実測値 1.53 Hz，計算値 1.56 Hz（脚頂部実変位6.3mm）

2次共振振動数：実測値 6.40 Hz，計算値 6.60 Hz

このように橋脚の振動特性は剛体基礎－地盤系を剛体要素にばねを付し、橋脚柱を集中質点系梁要素でモデル化した構造系にモード解析を適用することで、表現できる。

1次および2次共振時の橋脚のモードを図－5.8に示す。これによると1次共振時で

は橋脚柱の振動が支配的であるが、2次共振時では基礎の振動が橋脚全体の振動にかなり影響を与えていることがわかる。

これより、箱断面鉄骨鉄筋コンクリート橋脚柱部は梁要素で十分シミュレーションできるが、基礎―地盤系の動的挙動に関しては、3.4の図-3.16に示したように地盤ばねの周波数依存性を考慮した有限要素法動的解析を適用しなければ十分には動的応答解析でシミュレーションできないことがわかる。

動的応答解析によるシミュレーションにより求めたモード減衰 $\xi_n$ は次のようになる。

$$1 \text{ 次 } \xi_1 = 1.3\% \text{ ( } 1/\sqrt{2} \text{ 法: } 1.3\% \text{ )}$$

$$2 \text{ 次 } \xi_2 = 6.5\% \text{ ( } 1/\sqrt{2} \text{ 法: } 11.0\% \text{ )}$$

参考のため( )内に1自由度系理論に基づいた $1/\sqrt{2}$ 法による共振時減衰定数を示した。 $1/\sqrt{2}$ 法は1自由度系に適用されるものであり、多自由度系において共振振動数が接近したり、減衰が大きくなったりした場合、誤差が増大することがわかる。

前述したように、図-5.8から1次共振点は橋脚柱部の振動が支配的であり、その振動形は固有値解析より得られる1次モードが支配的である。式(5.18)または式(5.19)で定義されるひずみエネルギー比例減衰または運動エネルギー比例減衰の考え方を適用すれば1次のモード減衰 $\xi_1 = 1.3\%$ に寄与するのは、橋脚柱部の減衰定数であり、これより橋脚柱部の減衰定数は $h = 1.3\%$ 程度であることがわかる。同様な考え方を2次のモード減衰 $\xi_2 = 6.5\%$ に適用すれば、基礎がこのモードで振動しているので、 $\xi_2$ に寄与するのは橋脚柱部の減衰定数 $h = 1.3\%$ と基礎の減衰定数であることがわかる。これより基礎の減衰定数 $h$ は $6.5\%$ 以上であることがわかる。

#### (b) 橋軸直角方向試験

P<sub>5</sub>橋軸直角方向の共振曲線の実測値および動的応答解析によるシミュレーション結果を図-5.9に示す。起振機の実測値との関係上、1次共振点の実測値と計算値の比較のみしかできないが、共振曲線は橋軸方向と同様に橋脚頂部ではよい一致を示すが、基礎部では共振振動数は一致するが応答振幅は十分と言える程には一致していない。

共振振動数の実測値および計算値は以下のようになる。

1次共振振動数：実測値 2.74 Hz，計算値 2.95 Hz（脚頂部実変位2.4mm）

つまり構造系のモデル化については(a)橋軸方向試験と同様な結論を得る。

1次共振時のモードを図-5.10に示す。これによると1次共振時では橋脚柱のモードが支配的であるが、橋軸方向の1次モードに比べて橋脚剛性の相違から基礎が多少大きく

振動していることがわかる。

シミュレーションにより求めたモード減衰は次のようになる。

1次 $\xi_1 = 2.0\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法:  $3.0\%$ )

橋軸直角方向の $\xi_1$ が橋軸方向の $\xi_1$ より大きいのは上述したように減衰定数の大きい基礎が橋軸方向試験の場合に比べて若干大きく振動しているためである。

またこの場合も減衰定数は $1/\sqrt{2}$ 法とは多少異なることがわかる。

### 5. 3. 2 P<sub>6</sub> 橋脚振動試験結果の考察

振動試験はP<sub>5</sub>橋脚と同様に橋脚頂部に起振機を設置して、橋軸方向、橋軸直角方向の2方向について加振試験を行なった。起振機の振動数－起振力特性は図－3. 13に示すL<sub>Test</sub>を使用する。

動的解析構造モデルは図－5. 6に示すようにP<sub>5</sub>橋脚と同様なモデル化を行なう。

橋軸および橋軸直角方向の振動試験結果の考察をそれぞれ(a)、(b)に示す。

#### (a) 橋軸方向試験

P<sub>6</sub>橋脚の橋軸方向の共振曲線の実測値および動的応答解析によるシミュレーション結果を図－5. 11に示す。共振曲線の計算値は1次共振時、2次共振時とも実測値とほぼ一致しているが3次共振時では共振振動数は一致するが、応答振幅は十分と言える程には一致していない。この傾向は特に基礎下部において顕著である。

共振振動数の実測値および計算値は以下のようになる。

1次共振振動数：実測値 0.66 Hz，計算値 0.67 Hz (脚頂部実変位9.2mm)

2次共振振動数：実測値 3.80 Hz，計算値 4.00 Hz

3次共振振動数：実測値 10.0 Hz，計算値 9.80 Hz

つまり構造系のモデル化については5. 3. 1 P<sub>5</sub>橋脚の振動試験と同様な結論を得る。

1次、2次および3次共振時の橋脚のモードを図－5. 12に示す。これによると1次、2次共振時では橋脚柱の振動が支配的であるが、3次共振時では基礎の振動が橋脚全体の振動にかなり影響を与えていることがわかる。

これより、P<sub>5</sub>橋脚振動試験結果と同様に箱断面鉄骨鉄筋コンクリート橋脚柱部は梁要素で実用上モデル化できるが、基礎－地盤系の動的挙動は3. 4で用いた地盤ばねの周波数依存性を考慮した動的復元力特性を用いなければ十分には動的応答解析でシミュレーションできないことがわかる。



動的応答解析によるシミュレーションにより求めたモード減衰 $\xi_n$ は次のようになる。

$$1 \text{ 次 } \xi_1 = 0.8\% \quad (1/\sqrt{2} \text{ 法: } 0.8\%)$$

$$2 \text{ 次 } \xi_2 = 1.8\% \quad (1/\sqrt{2} \text{ 法: } 2.0\%)$$

$$3 \text{ 次 } \xi_3 = 5.5\% \quad (1/\sqrt{2} \text{ 法: } 11.0\%)$$

P<sub>5</sub> 橋脚と同様に基礎の振動が顕著なほどモード減衰は大きくなる。この場合式(5.18)または式(5.19)のひずみまたは運動エネルギー比例減衰に従うと橋脚柱の減衰定数 $h$ は0.8%程度、基礎の減衰定数 $h$ は5.5%以上であることがわかる。また $1/\sqrt{2}$ 法による値は減衰が大きくなるにつれて誤差が増大していることがわかる。

#### (b) 橋軸直角方向

P<sub>6</sub> 橋脚の橋軸直角方向の共振曲線の実測値およびシミュレーション結果を図-5.13に示す。橋脚頂部および基礎上部の共振曲線の計算値は1次共振時、2次共振時とも実測値とほぼ一致している。しかし基礎下部については共振振動数は一致するものの応答振幅は十分と言える程には一致していない。

共振振動数の実測値および計算値は以下のようになる。

1次共振振動数：実測値 1.73 Hz, 計算値 1.86 Hz (脚頂部実変位2.9mm)

2次共振振動数：実測値 8.00 Hz, 計算値 8.60 Hz

つまり構造系のモデル化については5.3.1 P<sub>5</sub> 橋脚の振動試験と同様な結論を得る。

1次および2次共振時の橋脚のモードを図-5.14に示す。これによると1次共振時には橋脚柱の振動が支配的であるが、2次共振時には基礎の振動が橋脚全体の振動にかなり影響を与えていることがわかる。

これより、P<sub>5</sub> 橋脚振動試験結果と同様に箱断面鉄骨鉄筋コンクリート橋脚柱部は梁要素で実用上モデル化できるが、基礎-地盤系の動的挙動は3.4で用いた地盤ばねの周波数依存性を考慮した動的復元力特性を用いなければ十分にはシミュレーションできないことがわかる。

シミュレーションにより求めたモード減衰 $\xi_n$ は次のようになる。

$$1 \text{ 次 } \xi_1 = 2.0\% \quad (1/\sqrt{2} \text{ 法: } 3.0\%)$$

2次  $\xi_2 = 11.5\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法:  $11.0\%$ )

P<sub>5</sub> 橋脚と同様に基礎の振動が顕著なほどモード減衰は大きくなる。この場合式 (5.18) または式 (5.19) のひずみまたは運動エネルギー比例減衰に従うと橋脚柱の減衰定数  $h$  は  $2\%$  程度、基礎の減衰定数  $h$  は  $11.5\%$  以上であることがわかる。

### 5.3.3 減衰定数の振幅依存性の検討

これまで述べた結果は図-3.13の振動数-起振力特性で  $L_{Test}$  と称する比較的大きい起振力を発生させる試験であった。ここではそれよりも小さい起振力特性  $S_{Test}$  による減衰定数と  $L_{Test}$  によるそれとの比較を行なうことにより、減衰定数の振幅依存性について検討する。 $L_{Test}$  の振動数-起振力特性は式 (3.67)、式 (3.68) に、 $S_{Test}$  の振動数-起振力特性は式 (3.69)、式 (3.70) に示してある。 $L_{Test}$  および  $S_{Test}$  による減衰定数を次に示す。減衰定数は多少の誤差は伴うものの簡単のため

$1/\sqrt{2}$  法で求めた。

#### P<sub>5</sub> 橋脚橋軸方向

1次	$L_{Test} : 1.3\%$ ,	$S_{Test} : 2.0\%$
2次	$L_{Test} : 11.0\%$	$S_{Test} : 10.0\%$

#### P<sub>5</sub> 橋軸直角方向

1次	$L_{Test} : 3.0\%$	$S_{Test} : 2.1\%$
----	--------------------	--------------------

#### P<sub>6</sub> 橋軸方向

1次	$L_{Test} : 0.8\%$	$S_{Test} : 0.9\%$
2次	$L_{Test} : 2.0\%$	$S_{Test} : 1.6\%$

#### P<sub>6</sub> 橋軸直角方向

1次	$L_{Test} : 3.0\%$	$S_{Test} : 2.3\%$
2次	$L_{Test} : 11.0\%$	$S_{Test} : 10.5\%$

起振力と減衰定数の関係は、橋軸方向1次共振時を除き、起振力が大きい  $L_{Test}$  起振力試験のほうが大きい減衰定数を示している。橋軸方向1次共振時には、図-5.7, 図-5.11に示すように共振曲線が非常に鋭く、そのため  $1/\sqrt{2}$  法による算定に必要な共振振幅値の判読が難しくなる。ここでは  $S_{Test}$  起振力試験での振動数ピッチが  $L_{Test}$  起振力試験での振動数ピッチに比しやや荒かったため、この  $S_{Test}$  起振力試験での

共振振幅を真の共振振幅より小さく測定し、その結果  $S_{Test}$  起振力試験での減衰定数が大きく計算されたものと思われる。

#### 5. 3. 4 剛体基礎からなる鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の減衰特性に関する考察

橋脚の減衰特性は微小振動の範囲では、橋脚柱の減衰定数は1%前後と小さいが、基礎-地盤系の減衰定数はここで行なった振動試験によれば橋軸方向では6.5%以上、橋軸直角方向では11.5%以上の例もある。橋脚柱の減衰定数は鉄骨鉄筋コンクリート材料の微小弾性振動における減衰定数であるが、それは応答振幅が大きくなるほど概ね大きくなることが確認された。これは微小弾性域においてもコンクリートに発生するひずみレベルの相違により減衰定数が変化するものと推定される。この事実より地震時の減衰定数は振動試験による微小変位振幅による減衰定数より大きくなることが予想される。

ここで行なった振動試験による地盤の変位は微小でありそのひずみレベルは地盤のPS検層ひずみレベル  $10^{-6}$  程度である。このひずみレベルにおける礫地盤の材料減衰は図-2.8より5%程度であるが、基礎-地盤系の減衰定数は本論文の振動試験では礫地盤の材料減衰よりかなり大きくなった。その最大値はP<sub>6</sub>橋軸直角方向で11%以上である。これは材料減衰に加えて、3.3の伝達境界剛性で表わされる基礎を通じて地盤中へ波動（表面波）が伝わる現象によって生ずる地下逸散減衰が作用しているためと考えられる。また橋軸方向と橋軸直角方向で減衰定数が大きく異なることから基礎の形状も減衰特性に影響を及ぼしていると考えられる。

#### 5. 3. 5 剛体基礎換算ばね定数の実験的検証

P<sub>5</sub>橋脚、P<sub>6</sub>橋脚ニューマチック・ケーソン基礎の振動試験により得られた共振曲線を動的応答解析によってシミュレーション解析した剛体基礎-地盤系の換算地盤ばね定数と変形係数に基づく換算地盤ばね定数（道路橋示方書の方法）の水平および回転成分を3.5の式（3.73）に示すように水平、回転および鉛直の3自由度を有するばね-質点系でモデル化した値は表-5.1のようになる。水平ばね定数については振動試験による方が4~6倍、回転ばね定数については11~12倍程度変形係数に基づくものよりも大きい。ところで3.6で求めた軸対称有限要素法静的ばね定数  $[K]_{FEM}$  と変形係数によるばね定数の比は、水平ばねについては2~4倍、回転ばねについては3~12倍であったからこの振動試験結果は3.6で行なった数値計算によるばね定数の比率を実験的に裏づけていることがわかる。つまり  $[K]_{FEM}$  は実験的にもほぼ妥当な値であることがわかる。

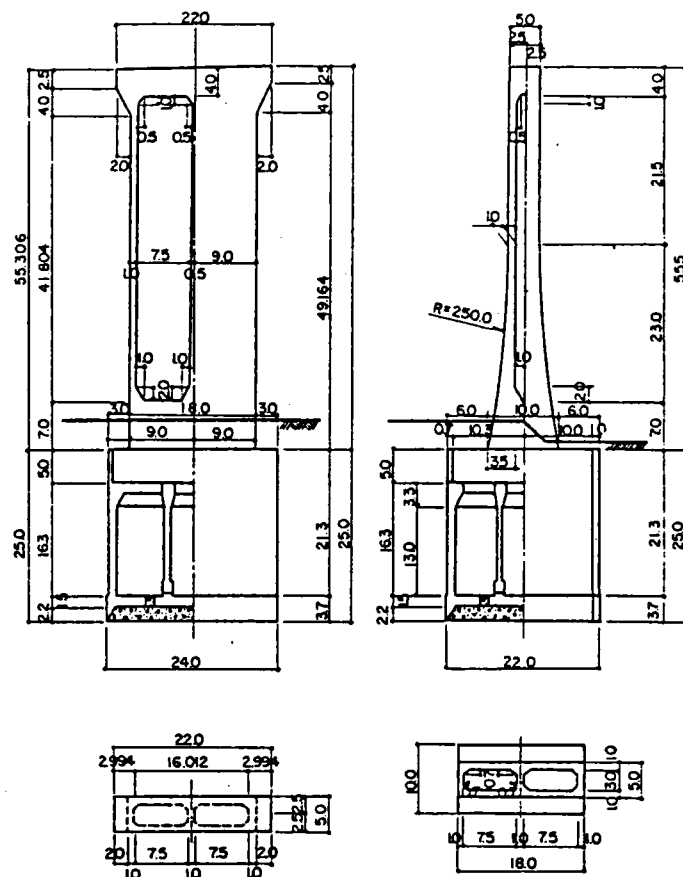


図-5. 2 高橋脚鋼トラス橋のP<sub>5</sub> 橋脚概略図

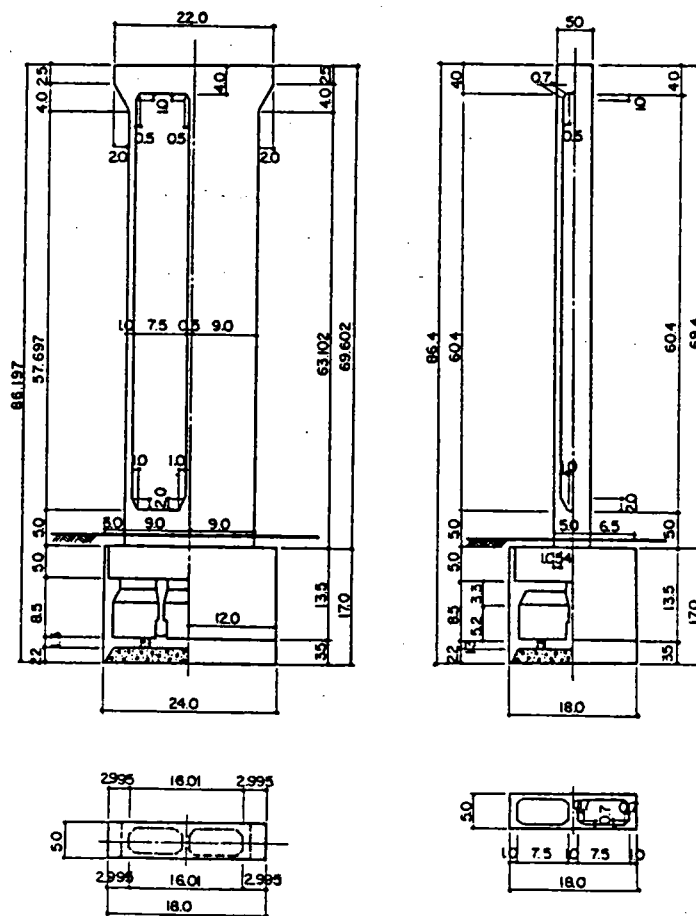
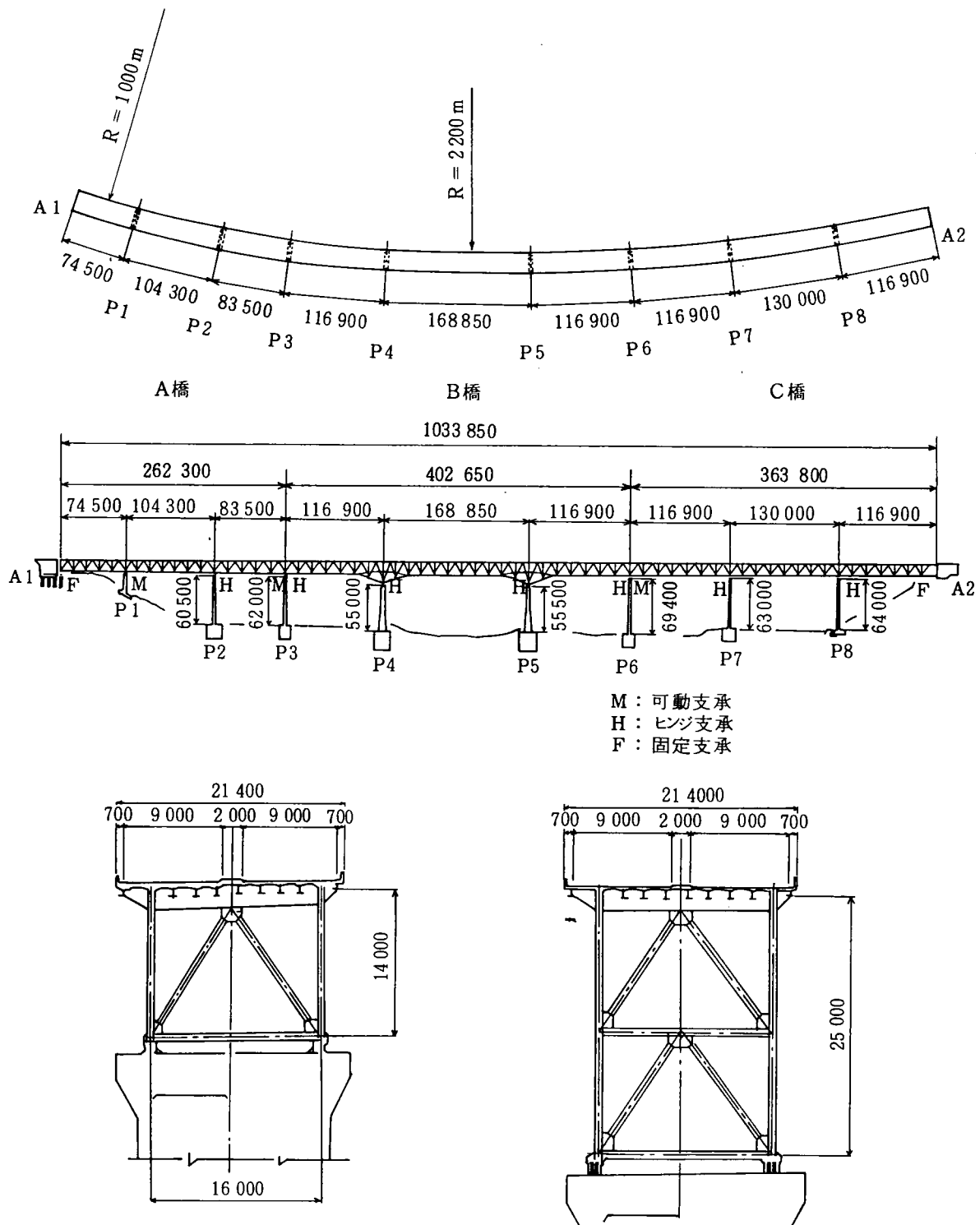


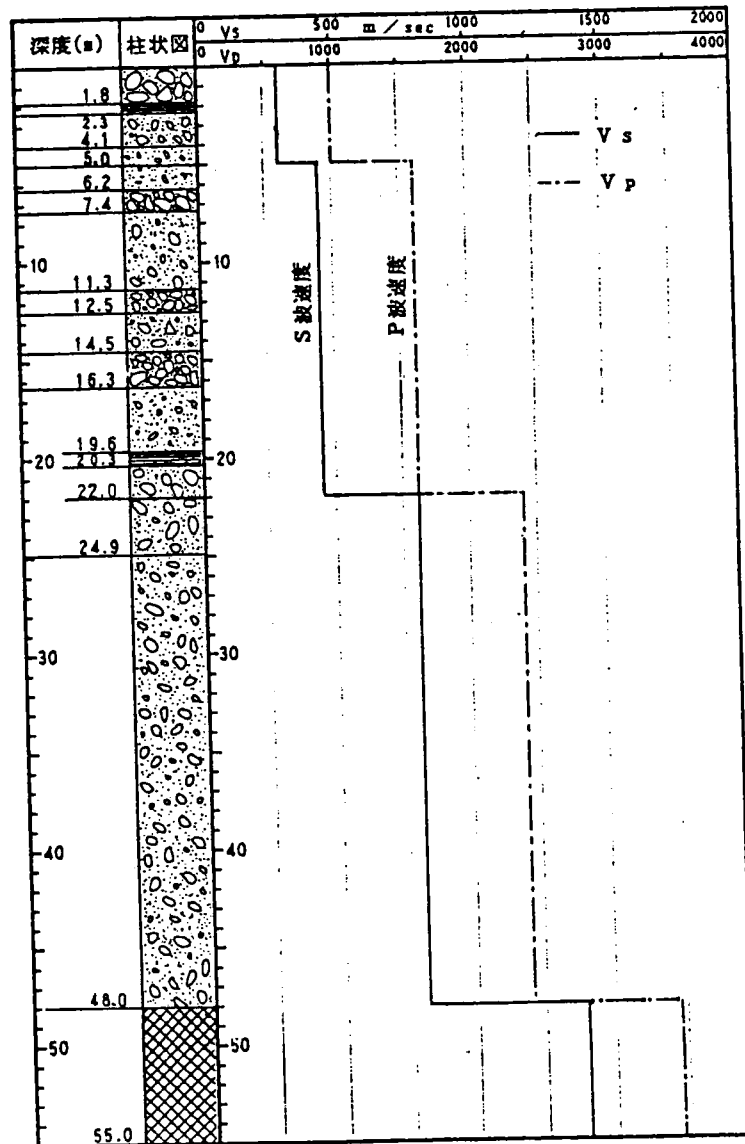
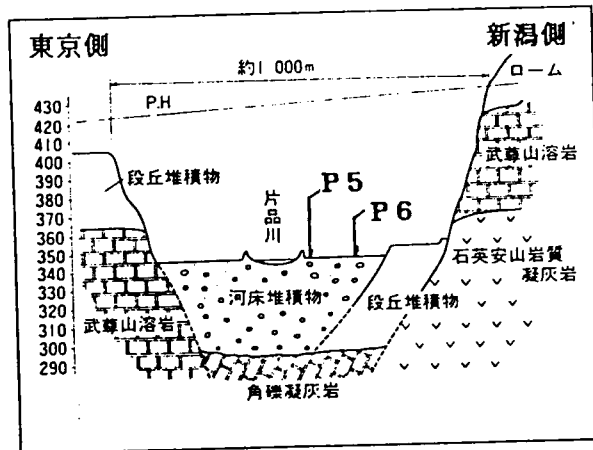
図-5. 3 高橋脚鋼トラス橋のP<sub>6</sub> 橋脚概略図



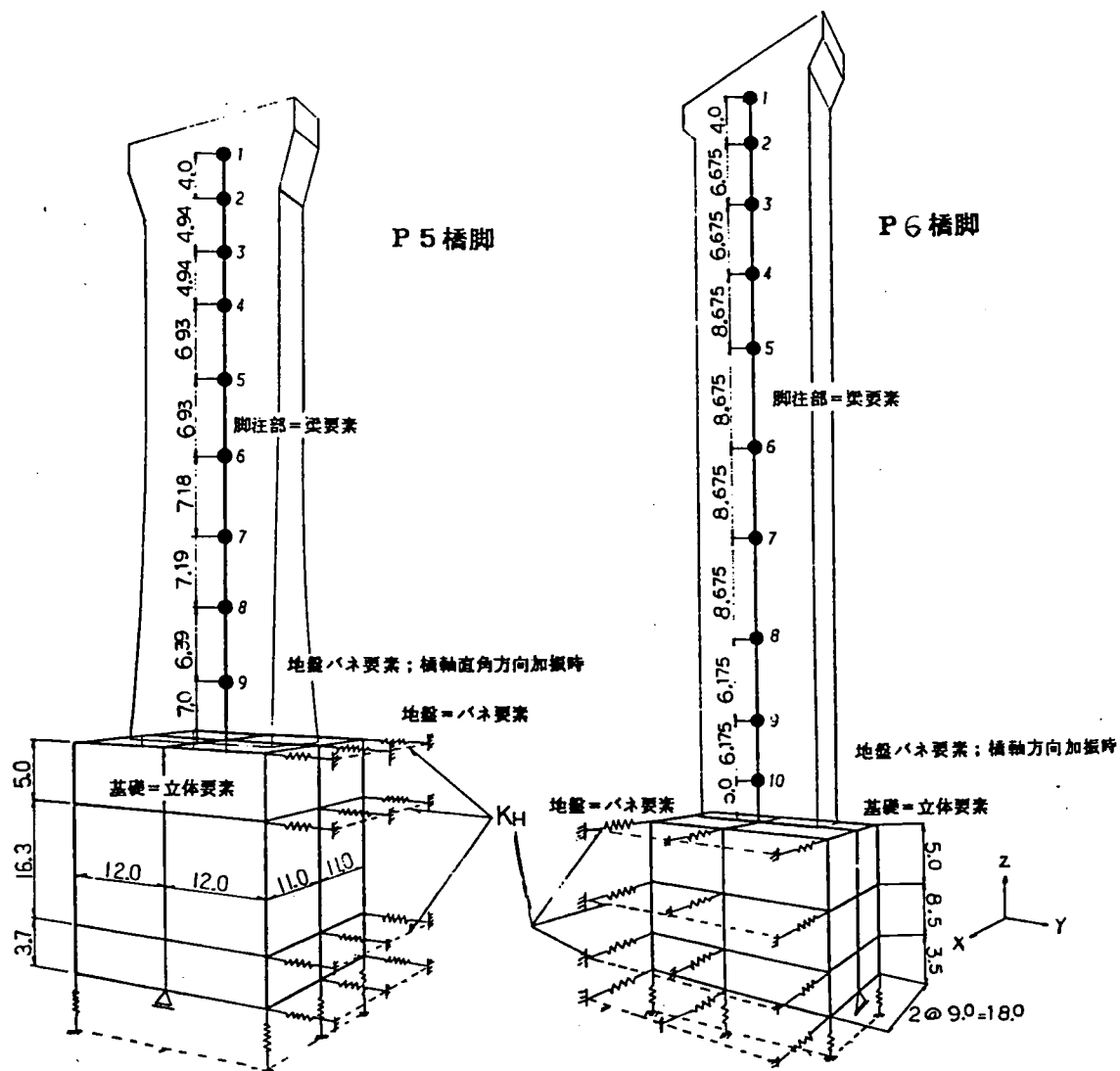
P2 横断図

P5 横断図

図-5.4 高橋脚鋼トラス橋概略図



図一5.5 高橋脚鋼トラス橋P<sub>5</sub>～P<sub>6</sub> 橋脚中間地点地盤条件



図一5.6 高橋脚鋼トラス橋シミュレーション解析構造モデル

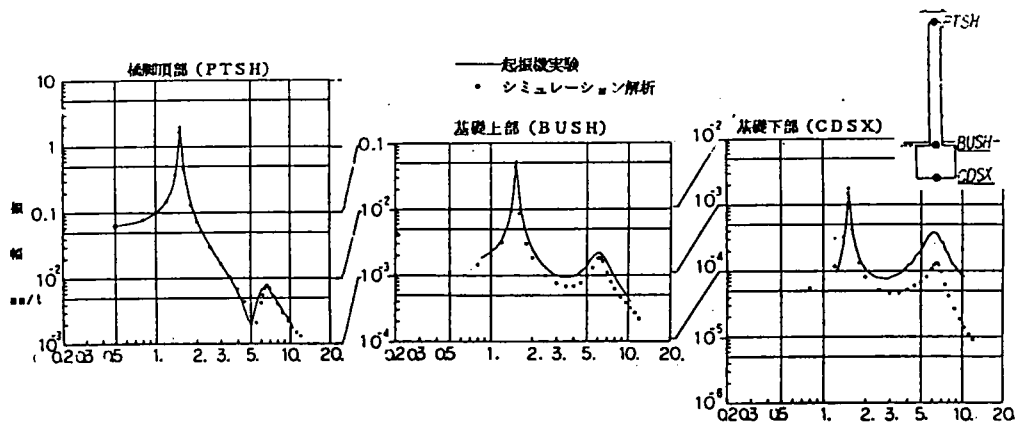


図-5.7 高橋脚鋼トラス橋P<sub>5</sub> 橋脚橋軸方向共振曲線

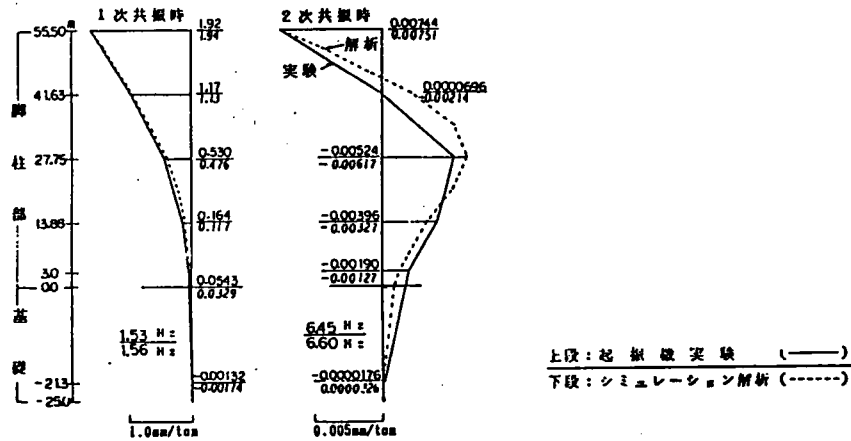


図-5.8 高橋脚鋼トラス橋P<sub>5</sub> 橋脚橋軸方向共振時振動形

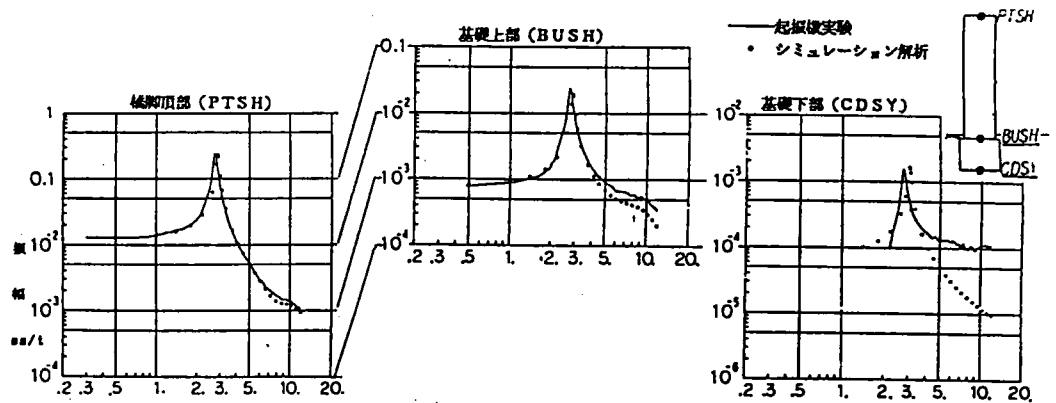
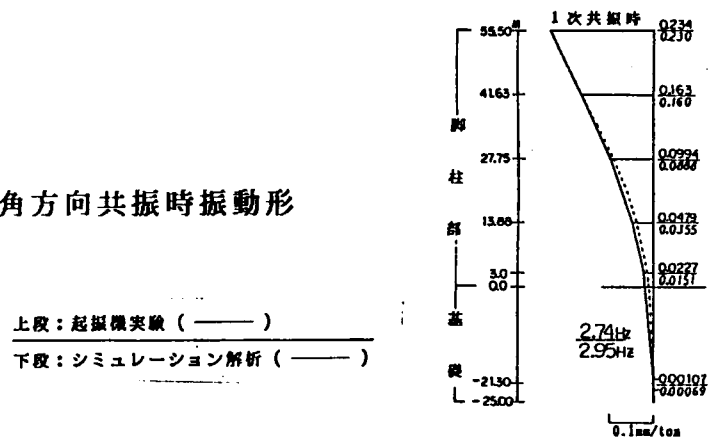


図-5.9 高橋脚鋼トラス橋P<sub>5</sub> 橋脚橋軸直角方向共振曲線

図-5.10 (右)

高橋脚鋼トラス橋P<sub>5</sub> 橋脚橋軸直角方向共振時振動形





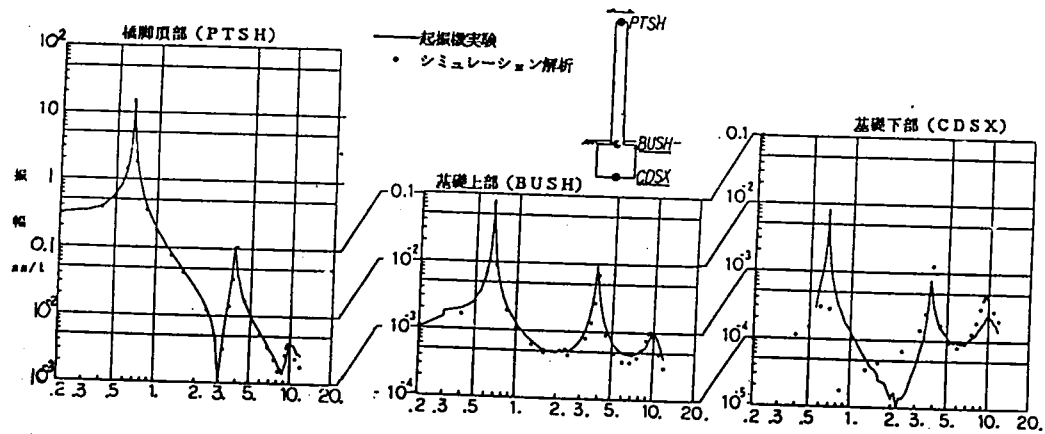


図-5.11 高橋脚鋼トラス橋P<sub>6</sub> 橋脚橋軸方向共振曲線

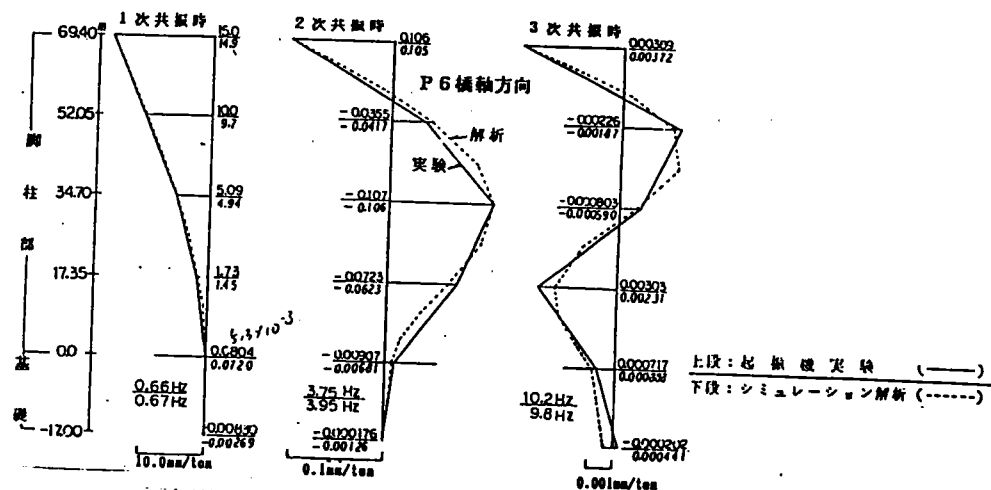


図-5.12 高橋脚鋼トラス橋P<sub>6</sub> 橋脚橋軸方向共振時振動形

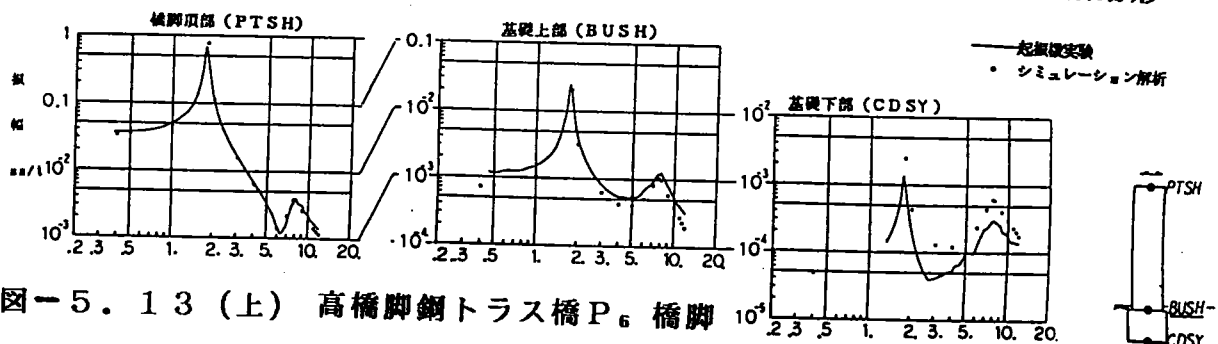


図-5.13 (上) 高橋脚鋼トラス橋P<sub>6</sub> 橋脚  
橋軸直角方向共振曲線

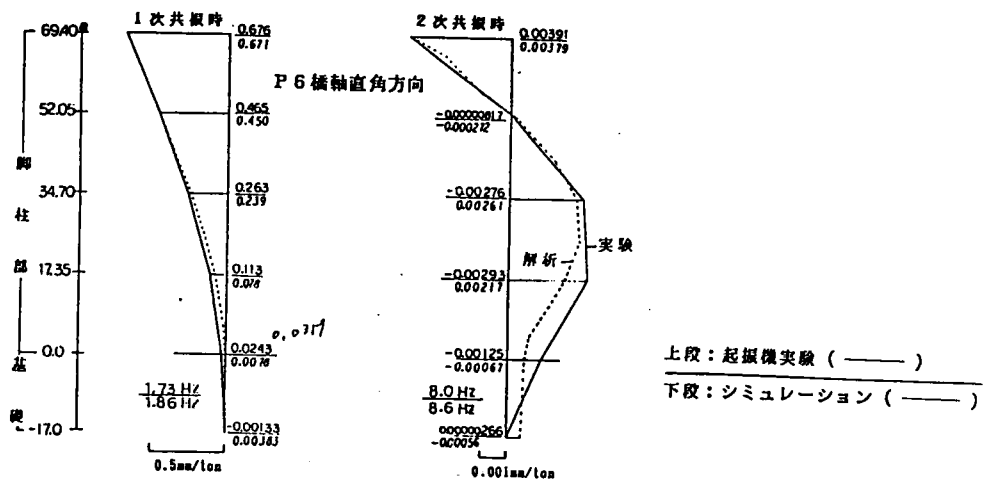


図-5.14 高橋脚鋼トラス橋P<sub>6</sub> 橋脚橋軸直角方向共振時振動形

表－５．１ 高橋脚ケーソン基礎のシミュレーションによるバネ定数と変形係数によるバネ定数の比較

	P 5橋脚		P 6橋脚	
	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角
シミュレーションによる水平バネ ( $\times 10^6 \text{ t/m}$ )	12.9	12.1	7.5	6.1
変形係数による水平バネ ( $\times 10^6 \text{ t/m}$ )	2.1	2.0	1.7	1.6
シミュレーション／変形係数	6.1	6.1	4.0	3.9
シミュレーションによる回転バネ ( $\times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ )	21.2	##	8.9	##
変形係数による回転バネ ( $\times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ )	1.7	1.9	0.8	1.3
シミュレーション／変形係数	12.4	##	10.9	##

バネはバネ中心位置（連成項＝０）で評価する。

#### 5. 4 高橋脚鋼トラス橋の振動試験による動的応答解析法の検証<sup>6), 9), 11)</sup>

図-5. 4に示す高橋脚鋼トラス橋は3径間連続鋼トラス桁3連からなり、上下車線一体の2主構トラスである。主構間隔は16m、主構高さは一般部14.0m、P<sub>4</sub>橋脚とP<sub>5</sub>橋脚の支点上は25.0mの変断面である。中央のB橋は桁に作用する地震時水平力を各橋脚で分担するため桁とP<sub>3</sub>、P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>、P<sub>6</sub>橋脚はヒンジ結合となっている。したがってこれらの橋脚頂部には地震時には桁の慣性力である地震時水平力ばかりでなく温度変化による桁の伸縮による水平力が作用する。両端のA、C橋でも、高橋脚であるP<sub>2</sub>、P<sub>3</sub>、P<sub>7</sub>、P<sub>8</sub>橋脚は桁とヒンジ結合されているがA<sub>1</sub>、A<sub>2</sub>橋台で桁が固定されているので橋脚と橋台の剛性の相違により、桁に作用する地震時水平力の大部分は橋台で支持される。したがってP<sub>2</sub>、P<sub>3</sub>、P<sub>7</sub>、P<sub>8</sub>橋脚頂部には桁の慣性力である地震時水平力はあまり作用せず、温度変化による桁の伸縮による水平力がほとんどである。このようにB橋の地震時水平力支持機構はA橋、C橋とは本質的に異なる。温度変化の影響がB橋の耐震設計に及ぼす影響を検討するため死荷重、温度変化、地震およびそれらの組み合わせによってB橋の橋脚基部に発生する曲げモーメントを表-5. 2に示す。入力としては2種地盤平均応答スペクトル、入力加速度200gal（設計震度0.2に相当）を用いた。表中の（ ）は比較を容易にするため、各荷重ケースの橋脚基部曲げモーメント値を、（死荷重+地震+温度変化）の許容応力度の割増しレベルに換算した値である。つまり、死荷重による曲げモーメントは、その値を1.65倍、（死荷重+温度変化）の場合は（1.65/1.15）倍、（死荷重+地震）の場合は（1.65/1.5）倍した値を、（死荷重+地震+温度変化）の曲げモーメント値と比較している。なお、温度変化は-10°~+50°Cである。同表より、B橋の橋脚断面は、いずれも（死荷重+地震+温度変化）で決まっていることがわかる。P<sub>3</sub>、P<sub>6</sub>橋脚は桁の温度変化の影響をP<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>橋脚より伸縮桁長の差分だけ大きく受けるがP<sub>3</sub>、P<sub>6</sub>橋脚はP<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>橋脚に比べてフレキシブルであるため、温度変化による各橋脚基部の曲げモーメント値はほぼ等しくなり、一方（死荷重+地震）による曲げモーメントは剛性の高いP<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>橋脚がP<sub>3</sub>、P<sub>6</sub>橋脚に比べて、2倍程度大きな値をとる。したがってB橋桁端部橋脚P<sub>3</sub>、P<sub>6</sub>では（死荷重+地震+温度変化）の曲げモーメントは、（死荷重+地震）の換算曲げモーメント値よりも15%程度大きくなり、一方中間支点部橋脚P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>では、（死荷重+地震+温度変化）の曲げモーメント値と（死荷重+地震）の換算曲げモーメント値はほぼ等しくなり、B橋桁端部橋脚P<sub>3</sub>、P<sub>6</sub>は許容応力の割増しにもかかわらず耐震設計において

温度変化の影響を著しく受けていることがわかる。これは中央のB橋はこれまで例のない高次の不静定次数を有するフレキシブルな多脚固定構造であるからであり、修正震度法では動的挙動を十分に把握できないと判断し動的解析による設計照査を5.2で述べた動的応答解析構造モデルおよびモード解析法による動的応答解析手法に基づいて行なった。橋梁完成後、この動的応答解析構造モデルおよびモード解析法でB橋の動的特性を再現できるかどうか振動試験による検証を行なった。

#### 5.4.1 振動試験の概要

振動試験は橋梁床版上に設置した起振機による試験と桁に強制変位を与えて急速にそれを開放する自由減衰振動試験を行なった。使用した起振機の周波数－起振力特性を図－5.15に示す。式(5.1)で定義した起振力 $f_0$  (ton)は橋梁の振動試験に必要な低周波数領域では次式で与えられる。

$$f_0 = 2.536 f^2 \quad (5.17)$$

ここに、 $f = \omega / 2\pi$

しかしこの起振機を用いると橋軸方向1次共振時(約0.9 Hz)では約2 tonの起振力であり、その時の変位は橋梁が巨大であるため約0.5 mmと小さい。そこで図－5.16に示すようにトラスの下弦材間に設置したジャッキによってB, C橋間に強制変位を与えた後、ジャッキ圧を急速に開放することによって橋軸方向に自由減衰振動を起こし、起振機による振幅よりも大きい振幅域(10 mm程度)での振動特性を把握することにした。

#### 5.4.2 動的応答解析によるシミュレーション構造モデルの検討

この長大橋を動的応答解析によってシミュレーションするにあたり、その構造モデルを決定するため、図－5.17に示すような桁高14 mの橋脚高の異なる単純トラス橋を考えて、次に示す4つのモデルについて固有周期、固有モードの比較を行なう。ただし、平面解析とし2つの主構および床版の剛性は面内で考慮するものとする。

##### (a) タイプ：整合質量、トラス・モデル

トラス構造をそのまま骨組構造とし弦材の剛性には断面2次モーメントを考慮する。特に上弦材は、主構に縦桁の全剛性を加え、さらに床版断面の1/2が有効に寄与すると仮定する。整合質量を用いる。(図－5.17参照)

##### (b) タイプ：集中質点、トラス・モデル

トラス部材格点に質量を集中させた集中質点系を用いる以外は(a)タイプと

同一である。(図-5.17 参照)

(c) タイプ：整合質量、梁モデル

トラス桁の上弦材有効断面と下弦材断面を用いて梁としての断面2次モーメントを求める。支点と中立軸は剛性がきわめて大きい部材で連結する。このようにして求めた等価梁に対して整合質量を用いる。(図-5.18 参照)

(d) タイプ：集中質点、梁モデル

等価梁を集中質点系で取り扱う以外は(c) タイプと同一の仮定である。

(図-5.18 参照)

(a) ~ (d) の主要な固有振動数、固有モードは図-5.19 に示すようにほぼ一致している。これから、厳密には動的応答解析によるシミュレーションをしてみないと結論づけられないが、梁モデルは実用上十分な精度を有しており、また質量モデルの差も実用上ほとんど問題がないと予想される。そこで、最も簡単なモデルである集中質点系梁モデルを動的応答解析によるシミュレーションに使用することにする。

この結果より高橋脚鋼トラス橋を図-5.20 に示すようにモデル化する。すなわち、起振機試験において橋軸方向と橋軸直角方向との振動の連成が認められたため、解析は曲率を考慮した3次元集中質点系梁モデルで行なう。上部構造は重心を通るせん断変形を考慮した梁要素にモデル化し橋脚と上部構造は等価部材で連結する。橋脚は5.3の結果より梁モデルで動的応答解析によりシミュレーションできる。ここでは、中実断面の上下と中空部を4分割する位置に節点を設けた梁要素とする。またケーソン部は重心および回転中心位置に接点を設け5.3.5の橋脚の振動試験結果から得られた水平および回転の自由度を有する地盤ばねをばね中心位置に付す。

#### 5.4.3 起振機による振動試験結果の考察

起振機による共振曲線を5.4.2で設定したモデルを使用して5.2に述べた手法によりシミュレーション解析した結果を図-5.21に示す。本橋は低次に2つの近接した卓越振動があり、さらに高次成分も約0.1 Hzごとに卓越振動数があって非常に複雑な振動特性をもっていることがわかる。そのため応答の細部まで動的解析によりシミュレーションすることは難しいが、低振動数領域の卓越振動時の共振曲線は概ねシミュレーションされており、鋼トラス橋はせん断変形を考慮した集中質点系梁モデルで動的応答解析によりシミュレーションできること、およびモード減衰の妥当性が確認できる。

共振振動数は橋軸方向では次のようになる。

1次共振振動数：実測値 0.89 Hz，計算値 0.89 Hz

2次共振振動数：実測値 1.03 Hz，計算値 0.98 Hz

橋軸直角方向では次のようになる。

1次共振振動数：実測値 0.89 Hz，計算値 0.91 Hz

2次共振振動数：実測値 0.98 Hz，計算値 0.96 Hz

3次共振振動数：実測値 1.08 Hz，計算値 1.06 Hz

4次共振振動数：実測値 1.16 Hz，計算値 1.15 Hz

これらの実測値と計算値を比較すると橋梁の振動特性は5.2の動的応答解析構造モデルおよびモード解析による動的応答解析手法で表現できることがわかる。

なお、橋軸1次と橋軸直角1次は立体的な1つの振動形の橋軸および橋軸直角方向成分である。

動的応答解析によるシミュレーションにより求めたモード減衰 $\xi_n$ は橋軸方向では次のようになる。

1次 $\xi_1 = 0.51\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法：ピークが明確でないため決定できず。)

2次 $\xi_2 = 0.80\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法：0.6～1.1%)

橋軸直角方向では次のようになる。

1次 $\xi_1 = 0.51\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法：0.6～0.8%)

2次 $\xi_2 = 0.95\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法：0.8～1.2%)

3次 $\xi_3 = 0.81\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法：1.0～1.4%)

4次 $\xi_4 = 0.52\%$  ( $1/\sqrt{2}$  法：0.9～1.1%)

参考のため()内に1自由度系理論に基づいた $1/\sqrt{2}$ 法による共振時減衰定数を示した。これよりモード減衰 $\xi_n$ を $1/\sqrt{2}$ 法によって算定するとかなりの誤差が生じる場合があることがわかる。これは $1/\sqrt{2}$ 法は1自由度系に適用されるものであり多自由度系において共振振動数が接近した場合、1自由度系として取り扱うのが妥当でないことによる。起振力の関係上上部構造が支配的な振動形しか得られていないのでモード減衰は式(5.18)または式(5.19)で定義されるひずみまたは運動エネルギー比例減衰を考慮すると上部構造の減衰定数に他ならない。つまり、鋼トラス桁本体の振動試験による減衰定数は0.5～1%程度である。

#### 5. 4. 4 ジャッキによる振動試験結果の考察

起振機による橋軸方向試験では最大変位は約0.5mmと小さいので、図-5.16に示すように下弦材間に設置したジャッキによってB、C橋間に強制変位を与えた後、ジャッキ圧を急速に開放することによって橋軸方向に自由減衰振動を起こさせ、比較的大振幅域（最大初期強制変位10mm程度）での振動特性、減衰特性を把握した。

図-5.22にP3橋脚の橋面における実測波形と5.2によりシミュレーションした計算値を示す。この場合、1次モードが支配的でも $\xi_1 = 2\%$ である。同図より振幅の大きい時の計算値は実測値とよく一致しているが、振幅が小さくなると実測値のほうが早く減衰していることがわかる。これは可動支承が滑動する場合は、振幅が小さくなるにしたがって摩擦による減衰が大きくなるためであり、次のようにして確かめられる。

1 質点系定常調和振動において、1サイクル間の消費エネルギーが等しくなるように等価粘性減衰係数 $C_F$ を定めると、次式を得る。

$$\Delta W = \pi C_F \omega a^2 \quad (5.18)$$

ここに、

$\Delta W$  : 1サイクル間の消費エネルギー

$\omega$  : 固有円振動数

$a$  : 振幅

である。

摩擦力 $F$ による1サイクルの消費エネルギーは次式で与えられる。

$$\Delta W = 4 F a \quad (5.19)$$

したがって等価粘性減衰係数は次のようになる。

$$C_F = 4 F / \pi \omega a \quad (5.20)$$

これより、等価減衰定数、等価対数減衰率はそれぞれ次式で与えられる。

$$h_F = 2 F / \pi m \omega^2 a \quad (5.21)$$

$$\delta_F = 4 F / m \omega^2 a \quad (5.22)$$

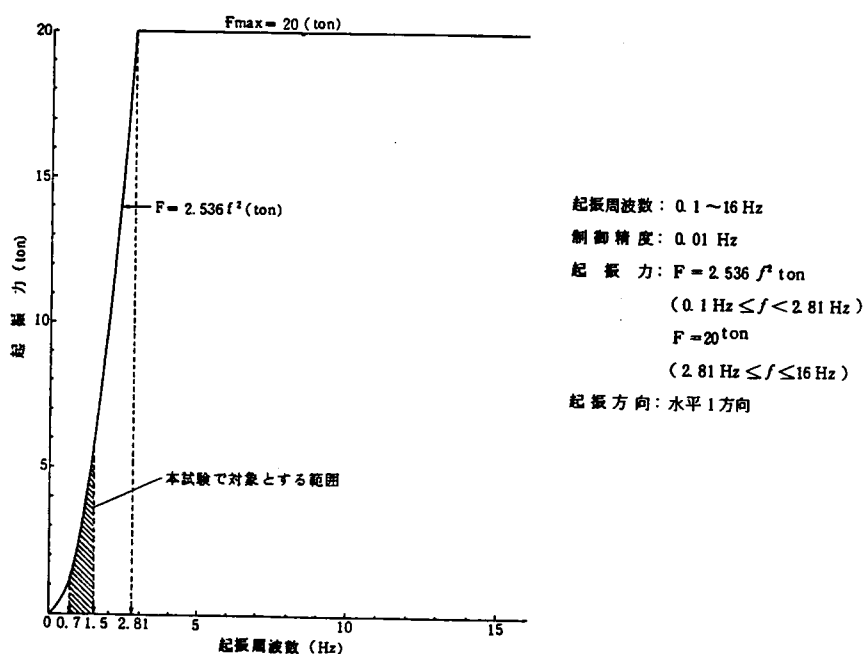
質量 $m$ として近似的に図-5.4に示すB橋の上部構造の質量をとり、摩擦力 $F$ として $P_3$ 、 $P_6$ 上可動支承に作用する死荷重反力に仮定した摩擦係数 $\mu$ を乗じた値を用いれば、振幅 $a$ に応じた減衰定数、対数減衰率を求めることができる。これより摩擦係数 $\mu = 0.001$ とし、式(5.22)によって摩擦による対数減衰率 $\delta_F$ を求め、摩擦を除いた減衰定数 $h_s$ を1%つまり対数減衰率 $\delta_s$ を0.06と考えれば、両者の和 $\delta_F + \delta_s$ は図-5

。23に示すように実測値に基づいた対数減衰率 $\delta_1$ の下限を通ることがわかる。このことから、ジャッキ試験による減衰は振幅が小さくなるにしたがって摩擦による減衰の影響が大きくなることがわかる。同図より、可動支承が滑動する場合の上部構造の橋軸方向の減衰定数は2%以上であることがわかる。この値は可動支承がほとんど滑動しない起振機による振動試験に基づく減衰定数0.5~1%に比べてかなり大きいことがわかる。つまり、起振機試験ではトラス桁本体の材料減衰が支配的なのに対して、ジャッキ試験では可動支承の減衰が支配的でありそれは橋梁構造系に特有な減衰である。これを構造減衰と呼ぶ。

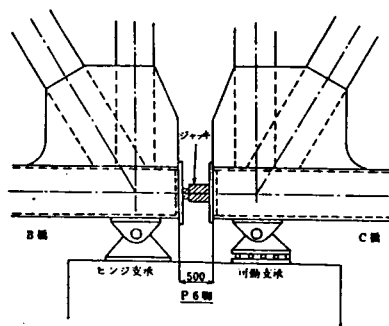


表一五．２ 高橋脚鋼トラス橋Ｂ橋橋軸方向橋脚基部曲げモーメント (ton・m)

橋脚 荷重ケース	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>
死荷重 (x1.65)	11792 (19457)	19824 (32710)	21911 (36153)	10605 (17498)
温度変化	16622	15007	17893	15019
地震	50377	118124	121651	49129
死荷重+温度 変化 (x1.65/1.15)	28414 (40768)	34831 (49975)	39804 (57110)	25624 (36765)
死荷重+地震 (x1.65/1.5)	62169 (68386)	137948 (151743)	143562 (157918)	59734 (65707)
死荷重+地震 +温度変化	78791	152955	161455	74753



図一五．15 起振機の周波数一起振力特性



図一五．16 高橋脚鋼トラス橋ジャッキ試験載荷位置

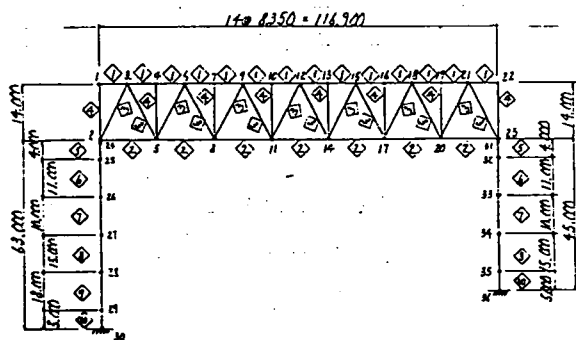


図-5. 17 トラス・モデル骨組図  
(トラスと橋脚はヒンジ結合)

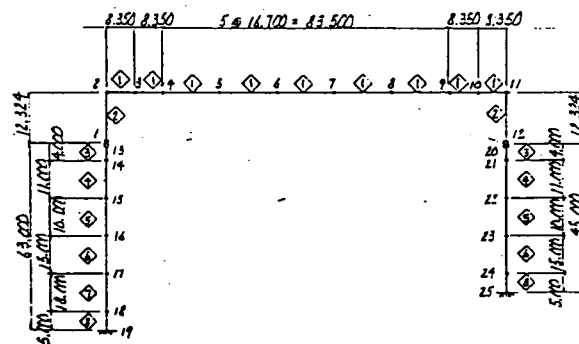


図-5. 18 梁モデル骨組図  
(トラスと橋脚はヒンジ結合)

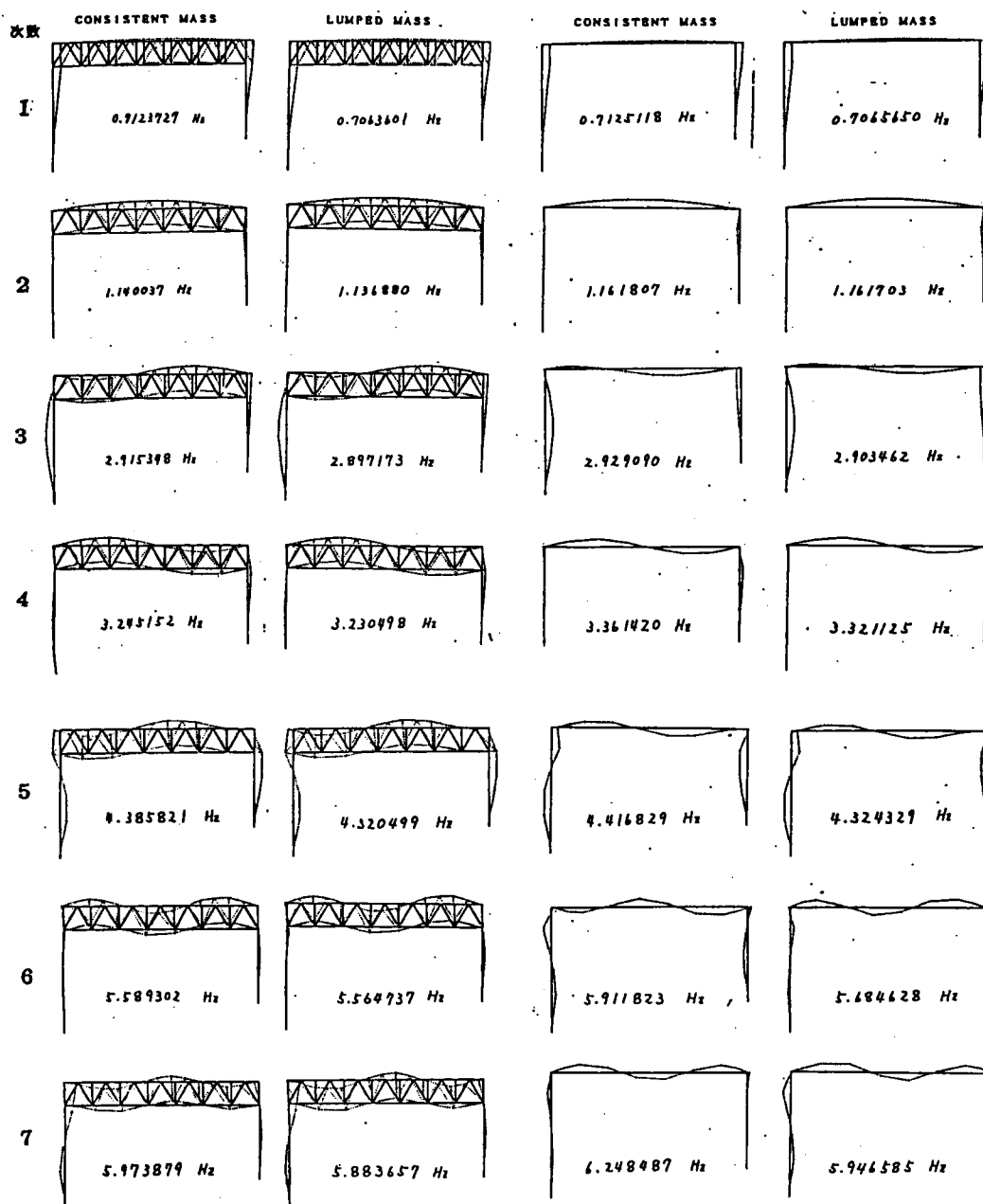
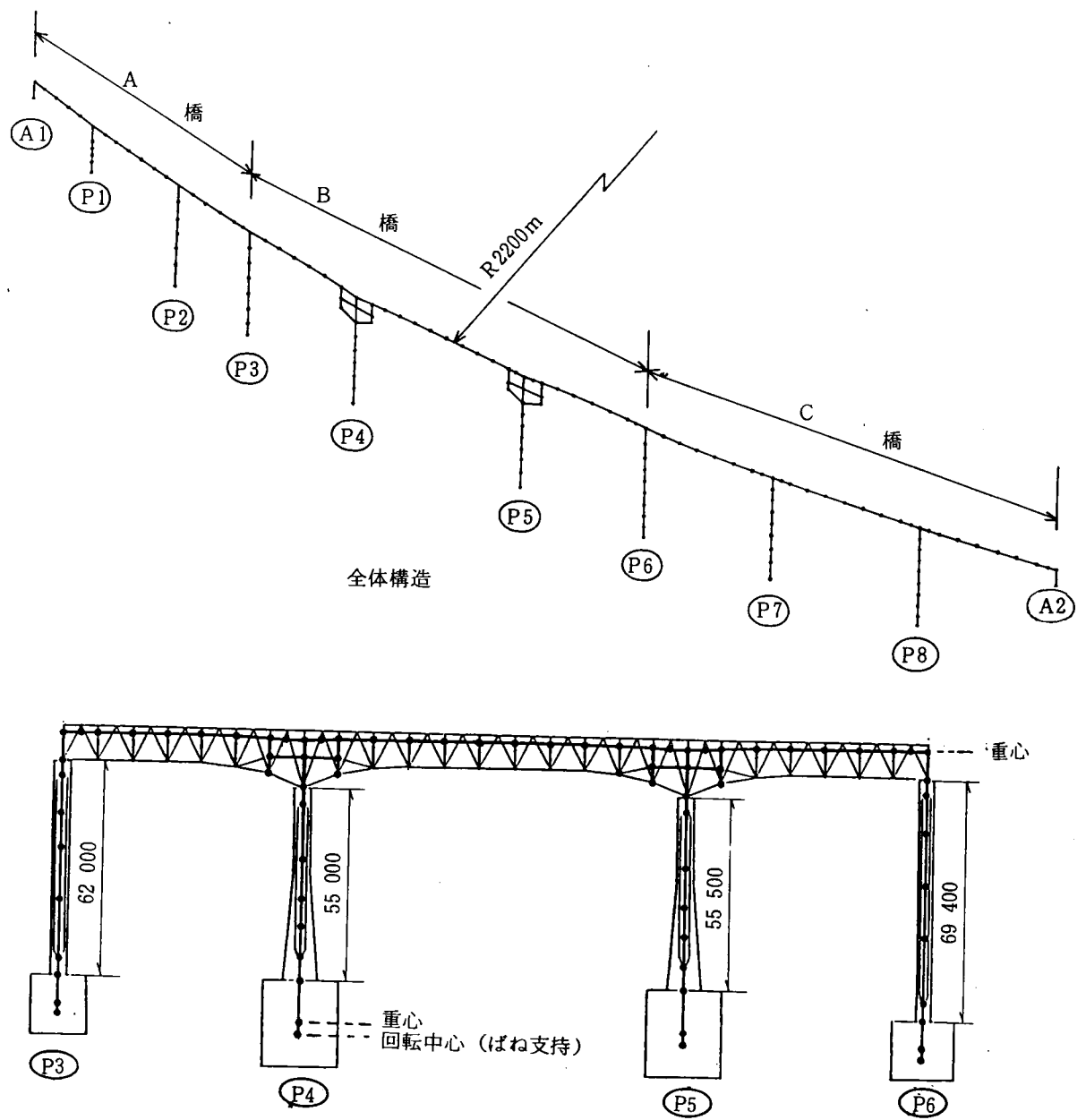
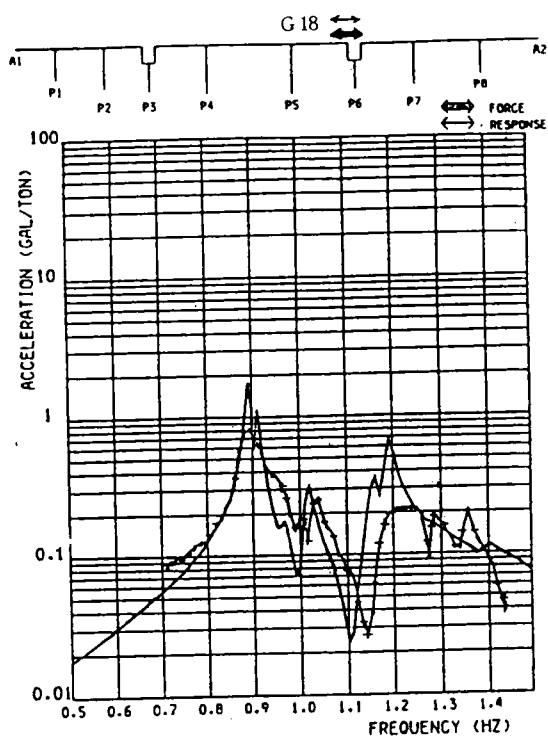


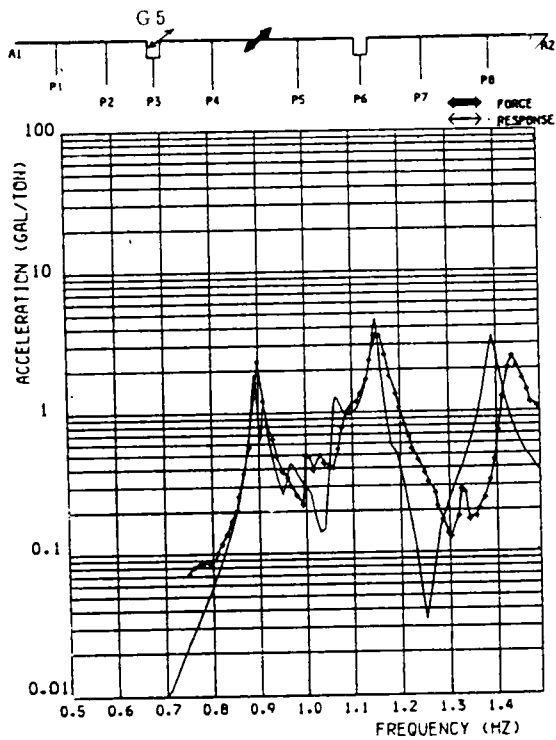
図-5. 19 不等橋脚単純トラス橋固有値解析結果



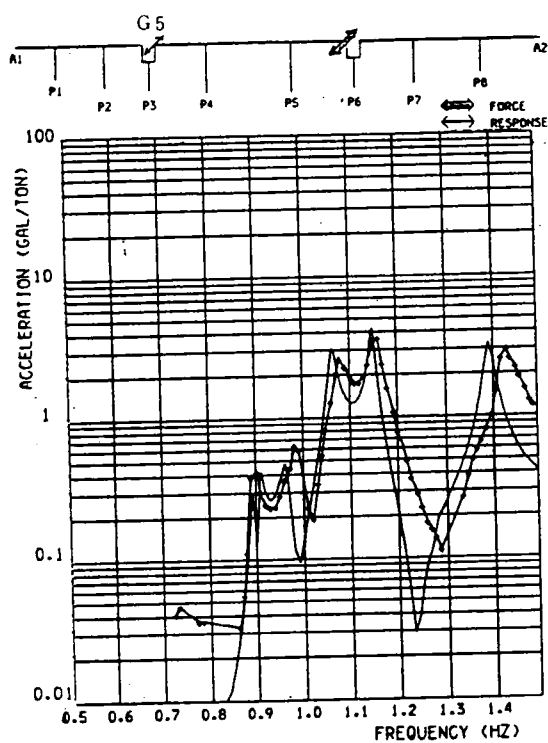
図一5.20 高橋脚鋼トラス橋シミュレーション解析モデル



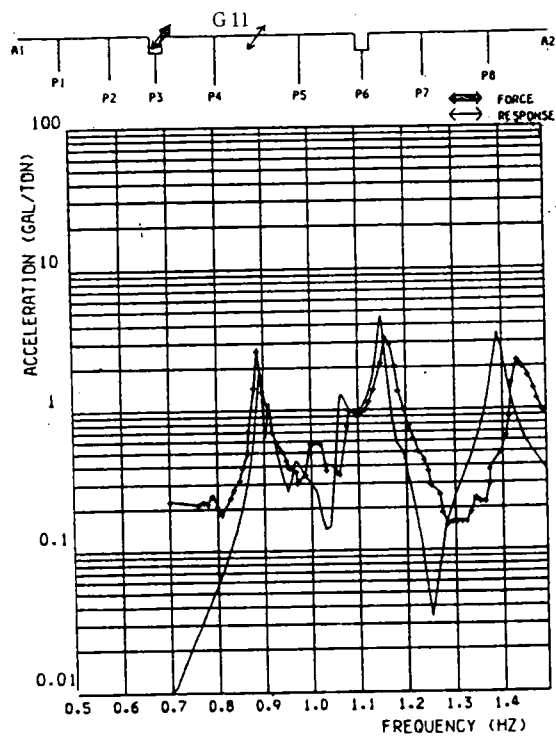
P 6L 起振時



P 45T 起振時



P 6 T 起振時



P 3 T 起振時

図一5. 21 高橋脚鋼トラス橋共振曲線

+++ : 実測値  
— : 計算値

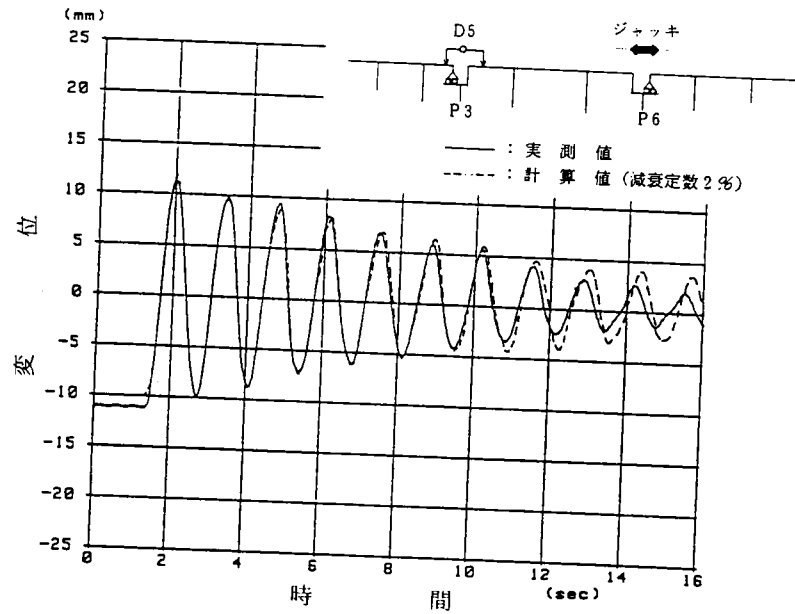


図-5.22 高橋脚鋼トラス橋のジャッキ試験による自由減衰振動曲線

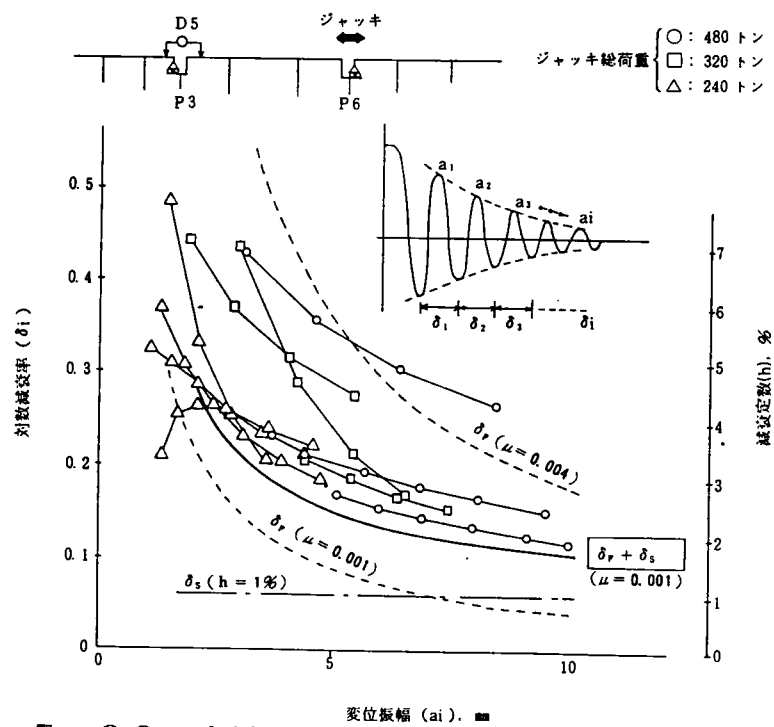


図-5.23 高橋脚鋼トラス橋の変位振幅と減衰の関係

## 5.5 高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の振動試験による動的応答解析法の検証

振動試験を行なったプレストレスト・コンクリート橋は図-5.24に示す橋長約164m、最大支間101mで最大桁高8.5mの2径間連続T型ラーメン変断面箱桁橋である。急峻なU字谷を横過するため橋脚高は55mほどの高さになり、かつ橋脚位置の制約上、不等径間（径間比約10:6）となっている。また橋脚建設位置のフーチングの大きさが制限されているため地震時の水平力を橋脚P<sub>1</sub>のみでとることができず、A<sub>1</sub>橋台と分担してとる必要があるためA<sub>1</sub>橋台に水平ばね支承を設け、地震時の橋軸方向水平力をP<sub>1</sub>橋脚、A<sub>1</sub>橋台に分散させた。このためP<sub>1</sub>橋脚は高さのわりにはかなりスレンダーなものとなっている。なおA<sub>2</sub>橋台には可動支承を設置している。

A<sub>1</sub>橋台に設置された水平ばね支承はゴムとPC鋼棒からなりそれぞれのばね作用を期待し地震時水平力を橋台と橋脚に分散しようとするものであるが、水平支承のばねの剛度は水平力の分担率のみならず、橋梁の地震時動的挙動に大きな影響を及ぼす。

水平ばね定数K<sub>h</sub>は次式で与えられる。

$$K_h = K_r \cdot K_p / (K_r + K_p) \quad \text{-----} \quad (5.21)$$

ここに、

K<sub>p</sub> : PC鋼棒のばね定数

K<sub>r</sub> : ゴムのばね定数

である。

水平ばね支承を有するプレストレスト・コンクリートT型ラーメン橋の動的特性を研究するためP<sub>1</sub>橋脚柱頭部に図-3.13 (L<sub>Test</sub>を使用)の振動数-起振力特性を有する起振機を設置し、橋軸方向および橋軸直角方向の振動試験を行なった。

5.2の動的応答解析構造モデルに基づいたシミュレーション解析に用いる集中質点系梁モデルを図-5.25に示す。橋軸方向モデルのA<sub>1</sub>橋台部の水平ばね支承は弾性ばねとし、ばね定数は式(5.21)で求める。A<sub>2</sub>橋台部はピン・ローラー構造とする。橋軸直角方向モデルのA<sub>1</sub>、A<sub>2</sub>橋台の支承条件はいずれもピン構造とする。

図-5.26に水平ばね支承のばね定数K<sub>h</sub>を59000t/mとした時の橋軸方向加振、橋脚柱頭部水平方向の共振曲線および動的応答解析によるそれらのシミュレーション結果を示す。水平ばね支承の複雑な動的挙動のため共振曲線は完全にはシミュレーションすることができなかったが、共振振動数は、

1 次共振振動数：実測値 1.50 Hz，計算値 1.51 Hz

と実測値と計算値でほぼ一致している。またその時の共振時振動形も図-5.27に示すように実測値と計算値でよい一致を示している。

水平支承の影響のない橋軸直角方向の共振振動数は次のようになる。

1 次共振振動数：実測値 1.04 Hz，計算値 0.92 Hz

2 次共振振動数：実測値 2.56 Hz，計算値 2.69 Hz

3 次共振振動数：実測値 5.08 Hz，計算値 5.79 Hz

4 次共振振動数：実測値 6.83 Hz，計算値 6.85 Hz

これより実測値と計算値はほぼ一致していることがわかる。またこの時の共振時振動形を図-5.28に示すが、これも実測値と計算値でほぼ一致している。

したがってプレストレスト・コンクリート箱断面は設計上集中質点系梁モデルを用いたモード解析でシミュレーションできる。

このようなシミュレーション解析により求めたモード減衰 $\xi_n$ は橋軸方向では

1 次 $\xi_1 = 9.5\%$

である。図-5.27よりこの場合の振動形は、橋脚、上部構造が支配的な振動形であるので、式(5.18)，式(5.19)のひずみまたは運動エネルギー比例減衰に従えば、このモード減衰は橋脚および上部構造の減衰定数とみなすことができる。

橋軸直角方向の橋脚および上部構造の減衰定数も同様な理由でモード減衰から1.5%程度となる。

橋軸直角方向加振の減衰定数は微小弾性変形したプレストレスト・コンクリート材料の影響が大きい減衰定数であるのに対して、橋軸方向加振の減衰定数はコンクリート材料そのものよりも水平ばね支承が主たる減衰機構となっている。つまり、橋梁構造特有な減衰であり、5.4.4と同様な構造減衰である。このことから、水平ばね支承を用いると橋梁の減衰特性が大幅に向上することがわかる。

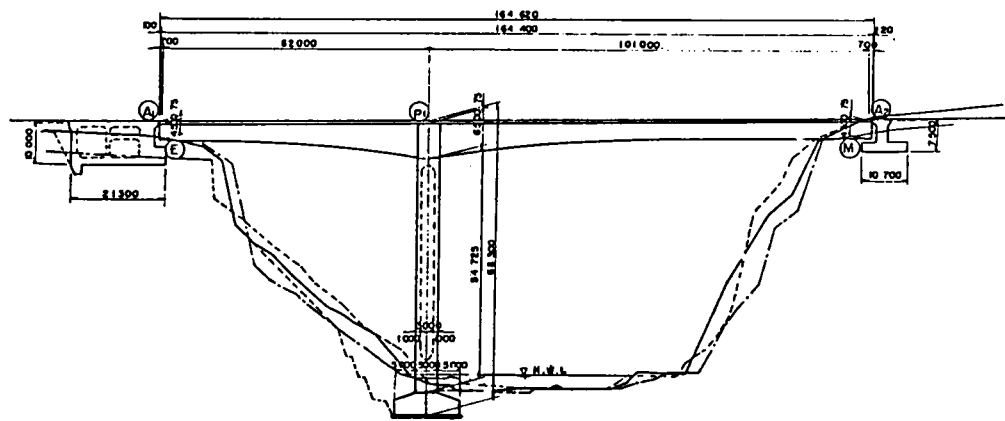


図-5.24 高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋概略図

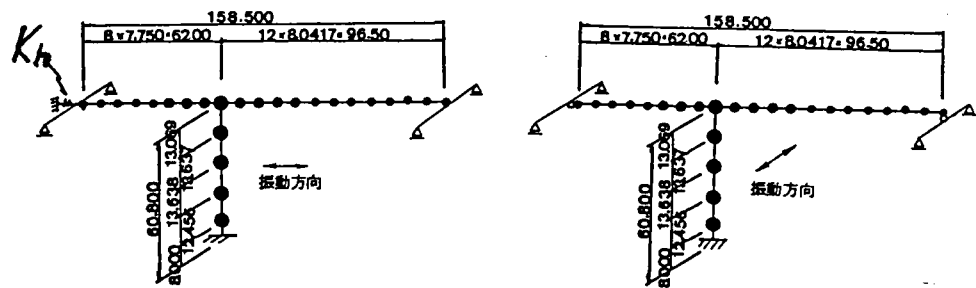


図-5.25 高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋のシミュレーション解析モデル

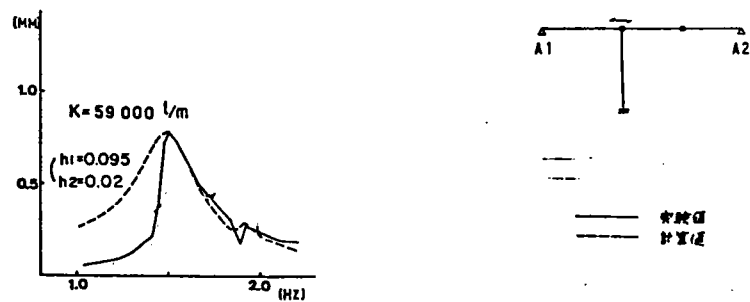


図-5.26 高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の共振曲線



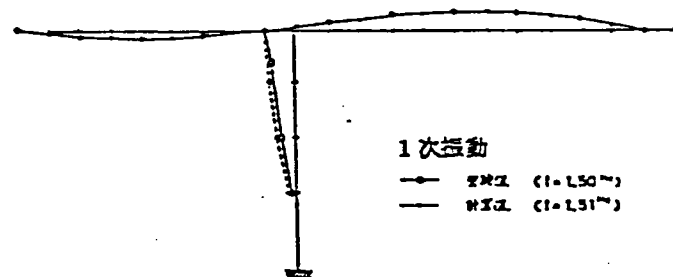


図-5. 27 高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の橋軸方向共振時振動形

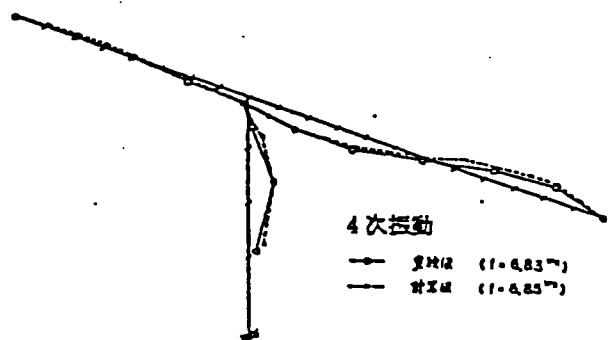
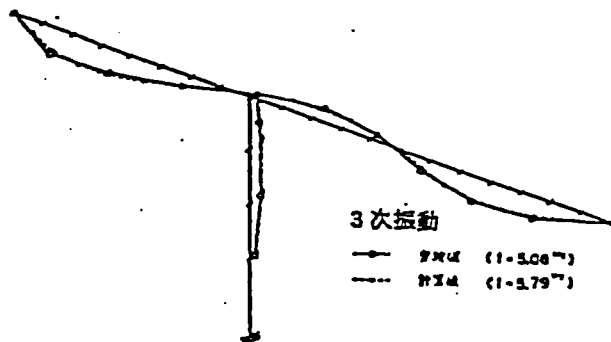
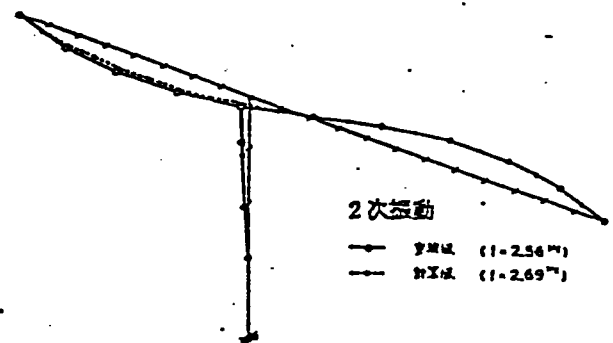
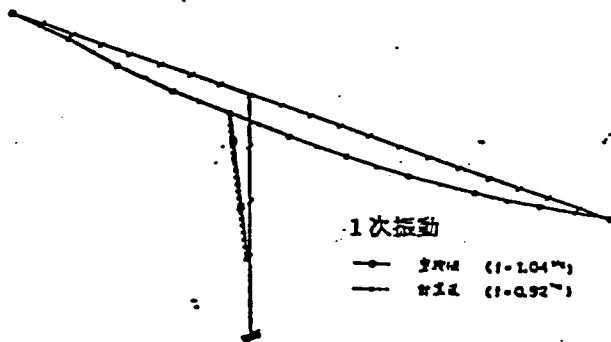


図-5. 28 高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の橋軸直角方向共振時振動形

## 5. 6 結語

本節では振動試験結果を考察することにより、橋梁の動的応答解析構造モデルおよび手法、減衰定数の設定方法について提案する。また巨大地震に対する断面の設計方法、活荷重の取り扱い方について考察する。

### 5. 6. 1 振動試験結果の考察

高橋脚鉄骨鉄筋コンクリート橋脚、高橋脚鋼トラス橋および高橋脚プレストレスト・コンクリート橋の振動試験結果を動的応答解析によりシミュレーションすることにより、動的応答解析構造モデル、動的応答解析手法および減衰定数について次のような結果を得た。

①鉄筋（鉄骨）コンクリート橋脚、鋼トラス桁およびプレストレスト・コンクリート箱桁は集中質点系梁要素でモデル化できる。

②剛体基礎－地盤系を水平、回転の2自由度ばね－質点系でモデル化すると、剛体基礎頂部の断面力は基礎の減衰定数を5%にすれば応答断面力は実際より若干大きく安全側の設計値となるが、剛体基礎本体の動的挙動は、ばね－質点系モデルでは十分にはシミュレーションできず、周波数依存型の動的復元力特性を用いる必要がある。

③鉄筋（鉄骨）コンクリート橋脚、高橋脚鋼トラス橋および高橋脚プレストレスト・コンクリート・ラーメン橋の動的応答解析手法はモード解析法で設計上十分である。

④剛体基礎－地盤系の減衰定数は、基礎の振動方向の形状によりその値が大きく異なり、地盤の履歴減衰ばかりでなく、地下逸散減衰の存在が考えられる。これは伝達境界の有効性を裏づけるものである。その減衰定数は5～11%程度と推定される。

⑤鉄筋コンクリート橋脚の減衰定数は0.8～1.5%程度である。その値は振動方向の橋脚形状により異なる。また変位振幅が大きくなるほどわずかではあるが、減衰定数は大きくなる。

⑥鋼上部構造（ピン・ローラー支承）の橋軸方向の減衰定数は明らかに振幅依存性が見られ、最大値は2%である。これは、材料による減衰よりも橋梁構造に特有な支承の減衰の影響が大きい。

⑦鋼上部構造の橋軸直角方向の減衰定数は0.5～1%程度である。

⑧プレストレスト・コンクリート上部構造（ゴム支承）の橋軸方向の減衰定数は、コンクリート材料の減衰よりもゴム支承の影響が大きく、その値はほぼ10%程度となる。これも橋梁構造特有の減衰である。

⑨プレストレスト・コンクリート上部構造の橋軸直角方向の減衰定数は1.5%程度である。

以上の結果より本論文ではフレキシブルな高次不静定橋梁に対し次に示す簡便な地震応答解析法を使えることが明かになった。

- 基礎－地盤系は水平、鉛直、回転の3自由度を有するばね－質点系でモデル化する。
- 橋脚および上部構造は集中質点系梁要素でモデル化する。
- 動的応答解析手法としてモード解析を適用する。

#### 5.6.2 橋梁の減衰定数の振幅依存性に関する考察

高橋脚トラス橋および高橋脚柱で確認された減衰定数の振幅依存性の原因を考察することにより、微小振動から地震時の減衰定数を推定する判断材料とする。高橋脚トラス橋では支承のスベリによる構造減衰の振幅依存性が確認され、高橋脚柱では鉄骨鉄筋コンクリートの材料減衰のひずみ依存性が確認された。つまり、弾性域においても鉄筋（鉄骨）コンクリート部材引張応力側における微細なクラックの発生により振動エネルギーの吸収が行なわれているものと推定できる。その他にひずみレベルの大きな地震時に減衰定数が大きくなる要因としては、鉄筋コンクリート部材引張側のクラック幅、クラック本数の増加、鋼トラス橋のような非合成鉄筋コンクリート床版では床版と主桁の微細なズレ等が考えられる。実際、相沢らは橋梁の実地震による応答をシミュレーションした結果（図-5.29）、短周期の橋梁についてではあるが、減衰定数は振動試験によるものより大きくなり、その大部分は3%以上であると報告している。<sup>12)</sup>

本論文で行なった振動試験よりはるかに応答振幅の大きい地震時の減衰定数は将来地震観測等で地盤－基礎－上部構造系の地震応答記録を用いて検証する必要があるが、上述の事実より振動試験で得られたものよりも大きいと推定される。

#### 5.6.3 橋梁の地震応答解析に用いる減衰定数の設定方法

橋梁の地震応答解析を行なうにあたり、5.6.1の振動試験結果より次のように減衰定数を定める。

- (a) プレストレスト・コンクリート上部構造：2%、鋼上部構造：2%、鉄筋コンクリート橋脚：3%、剛体基礎：5%

これらの減衰定数は振動試験結果に基づいたものであり5.6.2の減衰定数の振幅依存性を考慮すると応答振幅の大きい地震時には過小であると思われる。減衰定数を過小に

設定すると応答が大きくなるため橋梁は安全側に設計できるが、これは建設費用が増大することを意味する。したがって妥当な減衰定数値を設定する必要がある。本論文では減衰定数の振幅依存性を考慮して振動試験に基づく (a) の減衰定数よりも若干大きな減衰定数；

(b) プレストレスト・コンクリート上部構造：4 %、鋼上部構造：3 %、鉄筋コンクリート橋脚：5 %、剛体基礎：5 %

を許容応力度設計法に用いることにする。大地震時にはコンクリートのひびわれ、鉄筋の降伏等により部材剛性が変化するため減衰定数をこれらの値よりも大きくとり、橋梁の動的挙動をよりよく再現できる弾塑性解析を行なうことが望ましいが、ここでは設計の簡便さを考慮して弾性解析とした。そのため減衰定数も大地震時に想定される減衰定数よりも小さめにとり、動的応答値を大きくすることにより安全側の設計とした。許容応力度設計法の具体的な方法は道路橋示方書<sup>13)</sup>に従う。しかしながら (b) の減衰定数は長周期の橋梁について実際に確かめられたものではないので振動試験で確認された (a) の減衰定数を用いて橋梁の耐震性を照査する必要があると判断し (a) の減衰定数を用いて求めた断面力は断面の終局耐力の範囲内にあればよいものとする。なお基礎の減衰定数は (a) , (b) の場合とも5 %とする。それは振動試験の結果から見ても過小であるが、解析上の簡便さから基礎-地盤系の動的挙動を不完全にしか把握できないばね-質点系で基礎-地盤系をモデル化して地震応答解析を行なうことを前提としているので、安全側の応答値を得るためである。プレストレスト・コンクリートは鉄筋コンクリートに比べてクラックが発生しにくいので、減衰定数はそれより小さくしてある。

以上をまとめると次のようになる。

#### ●道路橋示方書許容応力レベルの設計に用いる荷重状態

荷重ケースⅠ：

プレストレスト・コンクリート上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$D + E_{4, 5, 5}$

鋼上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$D + E_{3, 5, 5}$

ここに、

D：死荷重

$E_{4, 5, 5}$ ：プレストレスト・コンクリート上部構造：4 %、鉄筋コンクリート橋脚：5

%、剛体基礎：5%の減衰定数を用いた道路橋示方書平均応答スペクトルによる地震力

$E_{3,5,5}$ ：鋼上部構造：3%、鉄筋コンクリート橋脚：5%、剛体基礎：5%の減衰定数を用いた道路橋示方書平均応答スペクトルによる地震力

●地震時終局荷重として用いる荷重状態

・道路橋示方書に基づいたもの

荷重ケースⅡ：

プレストレスト・コンクリート上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$$1.3 \times (D + E_{4,5,5})$$

鋼上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$$1.3 \times (D + E_{3,5,5})$$

荷重ケースⅢ：

プレストレスト・コンクリート上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$$D + 1.3 \times E_{4,5,5}$$

鋼上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$$D + 1.3 \times E_{3,5,5}$$

・振動試験に基づいた減衰定数（減衰定数の下限値）

荷重ケースⅣ：

プレストレスト・コンクリート上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$$D + E_{2,3,5}$$

鋼上部構造、鉄筋コンクリート橋脚、剛体基礎の橋梁

$$D + E_{2,3,5}$$

ここに、

$E_{2,3,5}$ ：プレストレスト・コンクリート上部構造：2%、鋼上部構造：2%、鉄筋コンクリート橋脚：3%、剛体基礎：5%の減衰定数を用いた道路橋示方書平均応答スペクトルによる地震力

上記Ⅱ～Ⅳの荷重状態で発生する曲げモーメント $M_{AVE}$ 、せん断力 $S_{AVE}$ およびねじりモーメント $M_{t,AVE}$ はそれぞれ断面の曲げ耐力 $M_u$ 、せん断耐力 $S_u$ 、ねじり耐力 $M_{tu}$ 以下とする。

#### 5.6.4 巨大地震に対する断面の設計方法

数十年に1度の巨大地震に対して許容応力度法を適用すると橋梁の断面は巨大地震で決定されるので著しく不経済な設計となる。本論文では巨大地震によって発生する断面力は断面の終局耐力の範囲内にあればよいものとする。まとめると次のようになる。

#### ●地震時終局荷重として用いる荷重状態

- ・巨大地震に対する荷重状態

荷重ケースV： $D + E_{\text{huge}}$

荷重ケースVI： $D + L_{60\%} + E_{\text{huge}}$

ここに、

$E_{\text{huge}}$ ：プレストレスト・コンクリート上部構造：4%、鋼上部構造：3%、鉄筋コンクリート橋脚：5%、剛体基礎：5%の減衰定数を用いた巨大地震による地震力

$L_{60\%}$ ：図-5.30に示す活荷重載荷状態

道路橋示方書では地震時の荷重の組合わせとして活荷重を考慮しないが、最近の交通渋滞の頻度を考慮すると渋滞中に地震が起こる可能性は多分にある。図-5.30の(a)に示す活荷重載荷状態はL-20荷重を全載荷した状態(図-5.30の(b))の約60%の重量比となる。「橋梁活荷重の信頼性解析」<sup>14)</sup>によれば、通常走行状態における発生断面力の平均値はL-20荷重による断面力の30%以下であり、また通常渋滞状態で40~60%、完全渋滞状態で60~80%である。本載荷状態は60%であり、巨大地震との組合わせ活荷重として妥当であろう。なお、地震時には、車両は停止していると考えられるので、衝撃係数は考慮しない。

上記V~VIの荷重状態で発生する曲げモーメント $M_{\text{huge}}$ 、せん断力 $S_{\text{huge}}$ およびねじりモーメント $M_{t, \text{huge}}$ はそれぞれ断面の曲げ耐力 $M_u$ 、せん断耐力 $S_u$ 、ねじり耐力 $M_{tu}$ 以下とする。

なお、解析は5.6.1の動的応答解析構造モデルおよびモード解析による動的応答解析手法を適用し弾性解析とする。

#### 5.6.5 地震時終局荷重が作用する部材のじん性の照査

5.6.3の減衰定数下限値および5.6.4の巨大地震時に発生する断面力は断面の終局耐力の範囲内にあればよいとしたが、この場合断面は十分なじん性を有している必要がある。本論文では終局時部材のじん性を簡便に照査する方法として、土木学会コンクリート標準示方書の方法<sup>15)</sup>を適用する。すなわち、

i) 部材形状

$l/d \geq 2.5$  (図-5.31 参照)

ii) 軸方向鉄筋比

$l/d \leq 3.0$  の部材：軸方向鉄筋比を 1.0 % 以下とする。

$l/d > 3.0$  の部材：引張鉄筋比を釣合鉄筋比の 50 % 以下とする。

iii) 軸方向圧縮応力度比

$\eta = \gamma_c \cdot x$  (軸方向圧縮応力度 / 圧縮強度)  $\leq 0.25$

$\gamma_c$  : 材料係数で 1.3 とする。

iv) 補強鉄筋 (スターラップおよび帯鉄筋) 比

コンクリート断面積の 0.2 % 以上とする。

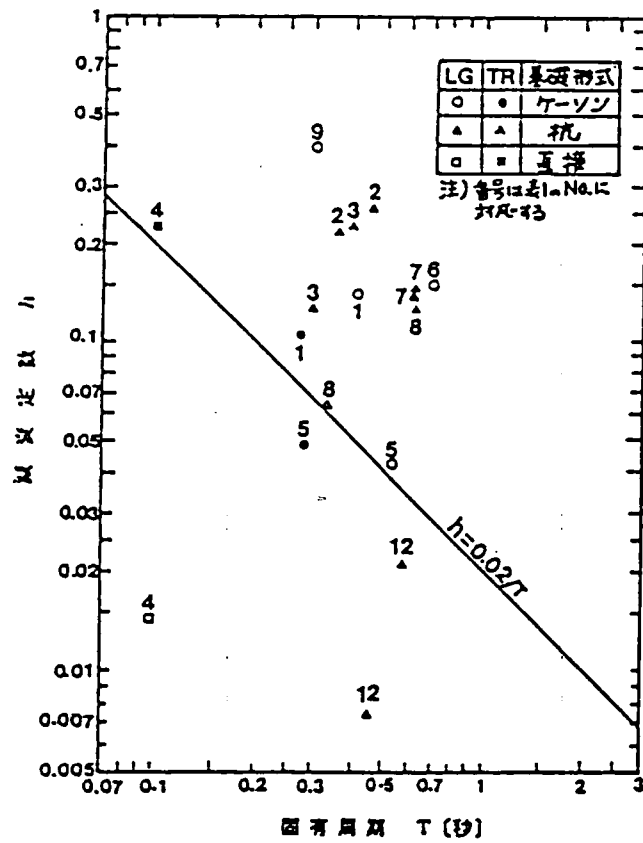
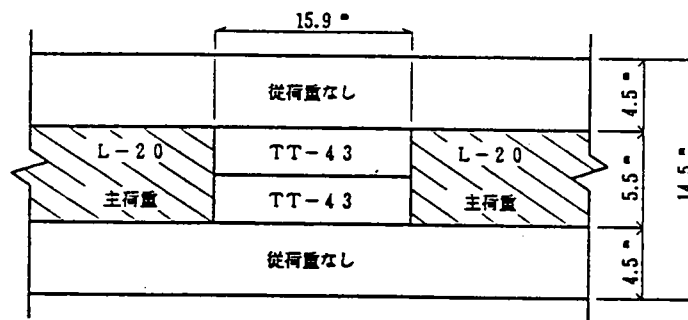
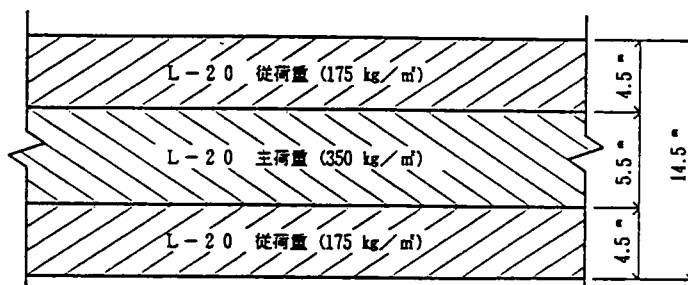


図-5.29 実地震記録の応答シミュレーションによる橋梁の減衰定数<sup>7)</sup>



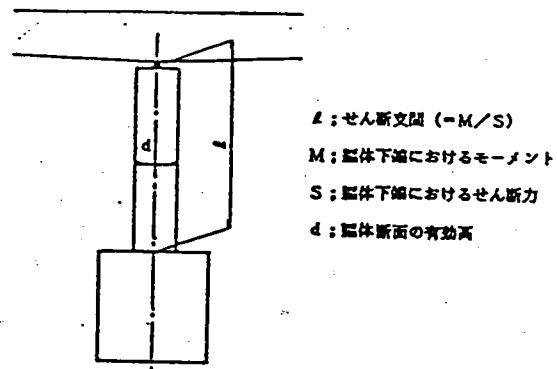
(a) 本設計での活荷重載荷状態



(b) L-20 荷重全載荷状態

図-5.30 巨大地震時の想定活荷重載荷状態





図一5.31 じん性照査のための部材形状寸法

参考文献（第5章）

- 1) 御子柴光春・野尻陽一；浦戸大橋の振動実験、土木技術、第27巻12号、  
pp. 24～32、1972年12月
- 2) 中央自動車道日川橋（PC上部工）工事振動実験報告書；耐震設計に関する研究、  
（財）高速道路調査会、昭和51年
- 3) 小坪清真・鳥野清；常時微動測定による構造物の振動性状解析、土木学会論文報告集、  
第222号、pp. 25～36、1974年2月
- 4) 加藤信夫・飯岡豊・川入達男；名港西大橋（上部工）の設計、橋梁と基礎、Vol.83  
、No. 12、pp. 18～26、1983年
- 5) 名港西大橋工事誌、日本道路公団、1986年3月
- 6) 小川 健・角谷 務・大阪 憲司；実高橋脚振動試験に基づく長大トラス橋の動的、  
静的設計比較解析、昭和60年度土木学会第40回年次学術講演会概要集第1部  
pp. 731～732、1985年9月
- 7) 武藤 清・小林 俊夫；原子炉施設の耐震設計に慣用されている各種減衰理論の比較  
研究、日本建築学会論文報告書第255号、1971年5月
- 8) 本州四国連絡橋公団耐震設計基準・同解説、昭和52年3月
- 9) KADOTANI,T・YOSHIDA,H;EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN AND TESTS OF THE KATASHINA-  
GAWA BRIDGE, PROCEEDINGS of the FIRST USA-JAPAN BRIDGE ENGINEERING WORKSHOP,  
Public Works Research Institute, Tsukuba, Japan, Feb.20-22, 1984  
Published by Engineering Research and Development Center, College of  
Engineering, University of Nevada Reno, pp.112～115, Feb., 1984
- 10) 角谷 務・吉田 浩・本江 裕之；関越自動車道 片品川橋の耐震設計について、  
昭和59年度土木学会第39回年次学術講演会概要集第1部  
pp. 911～912、1984年10月
- 11) 本江 裕之・中村 雅彦・寺田 博昌 関越自動車道片品川橋上部工振動試験、  
昭和60年度土木学会第40回年次学術講演会概要集第1部  
pp. 535～536、1985年9月
- 12) 相沢 興・田村 敬一・佐々木 康；実測記録に基づく橋脚の動的特性の検討、  
第19回地震工学研究発表会講演概要、昭和62年7月
- 13) 道路橋示方書・同解説 Ⅲ コンクリート橋編、日本道路協会、昭和53年1月

- 14) 建設省土木研究所資料第1865号；橋梁活荷重の信頼性解析、1982年7月
- 15) 土木学会コンクリート標準示方書；pp. 96～pp. 97，昭和61年10月

## 第6章 橋梁の地震応答解析における 入力方法に関する考察

### 6.1 概説

本章では橋梁の地震応答解析における地震動の入力方法について考察する。

本論文では橋梁の耐震性に多大な影響を与える鉛直下方から伝播してくる実体波による橋梁の応答に着目する。基盤面に震源から伝播してきた地震波を入力して基盤面より上方の表層地盤とそこに位置する橋梁を全体解析すれば、基礎と地盤の相互作用を考慮して動的応答解析を行なうことができる。このように「各橋脚位置の地盤の基盤面に地震波を入力する方法（基盤入力時刻歴応答解析）」は地震波の入力方法としては理想的であるが、表層地盤－橋梁全体系を動的解析しなければならない、多大な計算量を要する。

これに対して「基礎－地盤系を水平、鉛直および回転の3自由度を有するばね－質点系でモデル化し、基礎建設前の自然地盤の地震動で各橋脚基礎位置におけるものを基礎に入力する方法（多点入力時刻歴応答解析）」を適用すれば、基礎と地盤の相互作用はあまり考慮できないものの、各橋脚基礎ごとにその地盤条件に応じた地震動を入力することができ、解析も基盤入力時刻歴応答解析に比べてかなり簡単になる。また各橋脚間で地盤条件があまり違わない場合、多点入力時刻歴応答解析の代わりに「代表的な橋脚基礎位置の基礎建設前の自然地盤の地震動を各橋脚基礎に入力する方法（一様入力時刻歴応答解析）」が考えられる。さらに「一様入力時刻歴応答解析の地震動の代わりにその加速度応答スペクトルを用いる方法（加速度応答スペクトル解析）」を適用することができれば地震応答解析はさらに簡単になる。

本論文では、一般にフレキシブルで振動特性の複雑な高次不静定橋梁を対象に基盤入力時刻歴応答解析、多点入力時刻歴応答解析、一様入力時刻歴応答解析および加速度応答スペクトル解析を適用し、それらの応答値を比較することにより簡便な地震動の入力方法について考察する。また静的な応答を考慮した設計法である修正震度法が高次不静定橋梁に適用できるかどうかについても合わせて検討する。

6.2では各橋脚位置の地盤条件が異なる場合の橋梁の地震応答解析を6.3で簡便に行なうため、多点入力時刻歴応答解析法の定式化を行なう。

6.3ではプレストレスト・コンクリート斜張橋やプレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋のようなフレキシブルな高次不静定橋梁を対象に、一様入力による加速度応答スペクトル解析、一様入力による時刻歴応答解析、多点入力による時刻歴応答解析を適用

し、各々の解析手法による振動特性、応答変位および応答断面力を比較することにより簡便な一様入力による加速度応答スペクトル解析の適用性について考察する。

また道路橋示方書平均応答スペクトルで決定した高次不静定橋梁の断面が巨大地震に対してどの程度の保有耐力を有するか検討する。

6.4では橋脚位置の地盤条件が異なるフレキシブルな高次不静定橋梁であるプレストレスト・コンクリート斜張橋を対象に基盤入力による時刻歴応答解析を行なう。この解析では基礎と地盤の動的相互作用およびそれに伴う有効入力の影響を考慮した応答値を得ることができるが、それらが橋梁の地震応答解析にどの程度影響を及ぼすのか確かめるため、基礎と地盤の相互作用をあまり考慮できない多点入力時刻歴応答解析を同一の橋梁に適用し、2つの解析法の応答値を比較することにより、基礎と地盤の動的相互作用の影響について考察し、多点入力時刻歴応答解析の適用性について検討する。

6.5ではプレストレスト・コンクリート斜張橋やプレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋のようなフレキシブルな高次不静定橋梁を対象に加速度応答スペクトル解析と修正震度法による静的解析の比較を行ない、応答を考慮した修正震度法の適用性について考察する。

6.6ではこれらの検討結果を踏まえて、橋梁の耐震設計に用いる地震動の簡便な入力方法を提案する。

## 6. 2 多点入力による橋梁の地震応答解析手法

長大橋の場合橋長が長いので、各橋脚位置で地盤条件が異なる場合が往々にしてある。このような場合橋梁の真下から上昇してくる実体波を入力地震波として考慮すれば、各橋脚位置の基盤にこの実体波を入力して、基盤面より上方の表層地盤内に構築された基礎を含めた表層地盤－橋梁全体系の地震応答解析を3. 3で導入した手法で行なえば基礎と地盤の動的相互作用を考慮した地震応答解析を行なうことができる。しかしこの基盤入力の方法を適用するためには、例えば、3. 5. 1 (a)のように基礎－地盤系を有限要素法でモデル化する必要がある。長大橋で橋脚数が多い場合、その計算量は膨大となるであろう。

したがって基礎－地盤系を3. 5. 1 (c)で述べたように水平、鉛直および回転の3自由度を有するばね－質点系でモデル化し、基礎建設前の自然地盤の地震波の各橋脚基礎重心位置におけるものを各橋脚基礎に入力する多点入力による地震応答解析が考えられる。この場合基礎と地盤の動的相互作用はあまり考慮できないが解析は基盤入力に比べてかなり簡便になる。本章では6. 3で各橋脚位置の地盤条件が異なり橋脚ごとに異なった地震動を入力する必要がある橋梁の地震応答解析をこの多点入力による方法で行ない、一様入力加速度応答スペクトル解析結果と比較し多点入力の影響について考察するため、また6. 4で基盤入力による解析結果と比較し基礎と地盤の動的相互作用の影響を検討するため、多点入力時刻歴応答解析法が必要なので本節ではその定式化を行なう。

橋脚基礎－地盤系を水平、回転、鉛直の3自由度を有するばね－質点系でモデル化し、橋脚－上部構造系の自由度を添字Aで、また質点で表わした基礎の位置を入力境界としその自由度を添字Bで表わせば、多点入力系の運動方程式<sup>1)</sup>は、次のようになる。

$$\begin{bmatrix} M_{AA} & M_{AB} \\ M_{BA} & M_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_A \\ \ddot{u}_B \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{AA} & C_{AB} \\ C_{BA} & C_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_A \\ \dot{u}_B \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_A \\ u_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_A \\ R_B \end{bmatrix} \quad (6. 1)$$

ここに、

$$[M] = \begin{bmatrix} M_{AA} & M_{AB} \\ M_{BA} & M_{BB} \end{bmatrix}, \quad [C] = \begin{bmatrix} C_{AA} & C_{AB} \\ C_{BA} & C_{BB} \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix}$$

はそれぞれ質量、減衰、剛性行列で、

$$\{\ddot{u}\} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_A \\ \ddot{u}_B \end{bmatrix}, \quad \{\dot{u}\} = \begin{bmatrix} \dot{u}_A \\ \dot{u}_B \end{bmatrix}, \quad \{u\} = \begin{bmatrix} u_A \\ u_B \end{bmatrix}, \quad \{R\} = \begin{bmatrix} R_A \\ R_B \end{bmatrix}$$

はそれぞれ加速度、速度、変位ベクトル、地震外力ベクトルである。

入力境界が  $\{u_B\}$  だけ変位した時の橋梁の静的変位  $\{u_{As}\}$  は次式で表わせる。

$$\{u_{As}\} = -[K_{AA}]^{-1}[K_{AB}]\{u_B\} = [L_{AB}]\{u_B\} \quad (6.2)$$

ここに、

$$[L_{AB}] = -[K_{AA}]^{-1}[K_{AB}]$$

である。静的変位  $\{u_{As}\}$  に対する動的相対変位を  $\{u_{Ad}\}$  とすれば、橋脚—上部構造系の変位  $\{u_A\}$  は次のようになる。

$$\{u_A\} = \{u_{Ad}\} + \{u_{As}\} \quad (6.3)$$

式(6.2)を式(6.3)に代入し、さらに式(6.3)を式(6.1)に代入すれば、式(6.1)は動的相対変位  $\{u_{Ad}\}$  を用いて、次式で表わされる。

$$\begin{aligned} & [M_{AA}]\{\ddot{u}_{Ad}\} + [C_{AA}]\{\dot{u}_{Ad}\} + [K_{AA}]\{u_{Ad}\} \\ & = -([M_{AA}][L_{AB}] + [M_{AB}])(\ddot{\alpha}_1\{V_1\} + \cdots + \ddot{\alpha}_i\{V_i\}) \end{aligned} \quad (6.4)$$

ここに、 $\ddot{\alpha}_i$  は地震入力加速度、 $\{V_i\}$  は入力自由度に対応する要素が1で他は0の入力方向ベクトルである。式(6.4)は5.2と同一の表示を用いれば、次のようになる。

$$\begin{aligned} & \ddot{q}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n \\ & = [-\ddot{\alpha}_1\{\beta_1\} - \cdots - \ddot{\alpha}_i\{\beta_i\}] \text{の} n \text{次成分} \end{aligned} \quad (6.5)$$

ここに、刺激係数ベクトルを次式で定義する。

$$\{\beta_i\} = [\Phi]^T([M_{AA}][L_{AB}] - [M_{AB}])\{V_i\}/M_n \quad (6.6)$$

式(6.5)の積分は線形加速度法を用いるものとする。

式(6.5)において  $i=1$  ならば、一様入力の応答計算となる。

### 6. 3 応答スペクトル解析による高次不静定橋梁の耐震設計の適用性について<sup>2)</sup>

橋梁の基礎－地盤系を水平、鉛直および回転の3自由度を有するばね－質点系でモデル化し、1つの質点でモデル化した基礎に基礎建設前の自然地盤の地震動を入力して地震応答解析を行なう場合、応答スペクトル解析を振動特性の複雑な高次不静定橋梁に適用することができれば、この型式の橋梁の地震応答解析はかなり簡便となる。

本節では2つの型式の異なるフレキシブルな高次不静定橋梁を対象に応答スペクトル解析の設計への適用性について考察する。

第1の対象橋梁は地盤条件が各橋脚位置でほとんど変化していない高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋で、その各橋脚に位相の等しい同一の地震動を入力して応答解析した一様入力時刻歴応答解析結果を一様入力加速度応答スペクトル解析結果と比較することにより、加速度応答スペクトル解析の適用性について考察する。

第2の対象橋梁は地盤条件が橋脚位置で互いに異なるプレストレスト・コンクリート斜張橋で、地盤条件によって各橋脚ごとに異なる地震動を各橋脚に入力して動的応答解析した多点入力時刻歴応答解析結果を一様入力加速度応答スペクトル解析結果と比較することにより、加速度応答スペクトル解析の適用性について考察する。

#### 6. 3. 1 高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋に対する加速度応答スペクトル解析の適用性

高次不静定橋梁として最近道路長大橋に頻繁に適用されるようになった図－6. 1に示すような高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋を地震応答解析の対象橋梁とする。この橋梁は中央支間長104mとプレストレスト・コンクリート橋としてはかなりの長大支間であり、温度変化に対する伸縮桁長は52mとかなり長くなるが、橋脚高が36mと高くフレキシブルであるため、ラーメン構造が可能であり、その結果橋軸方向地震時水平力を $P_1$  橋脚、 $P_2$  橋脚の2基で分担でき、耐震上経済的な構造型式の橋梁となる。地盤は軟岩で地盤条件としてはかなり良いものであるが、地震時の転倒モーメントに直接基礎で抵抗すると基礎断面が大きくなり周囲の制約条件から施工不可能となるので、転倒モーメントを基礎の側面および底面での抵抗で支えるため大口径深礎工法によって施工される剛体基礎を採用している。この橋梁に対して時刻歴応答解析と応答スペクトル解析を行ない、それらの結果を比較することにより応答スペクトル解析の適用性について検討する。

##### (a) 動的応答解析構造モデル



動的解析を行なうための構造モデルを図－6．2に示す。5．6の振動試験結果より、主桁（プレストレスト・コンクリート構造）および橋脚（鉄筋コンクリート構造）は梁要素でモデル化する。基礎は第3章の結果より水平、鉛直、回転の成分を有する3自由度ばね－質点系モデルとし、自然地盤の基礎重心位置の地震動を1つの質点でモデル化した剛体基礎に入力する。P<sub>2</sub>橋脚剛体基礎－地盤系の換算ばね定数は第3章の表－3．2に示してあるが、それによると有限要素法静的ばね定数は載荷試験による変形係数に基づく道路橋示方書ばね定数より大きく、その値は水平ばね定数については3．4倍、回転ばね定数については5．5倍、連成ばね定数については3．4倍、鉛直ばね定数については4．8倍であった。これを参考にこのラーメン橋の剛体基礎－地盤系換算ばね定数として変形係数による道路橋示方書ばね定数を5倍したものを、水平、回転、鉛直、連成ばね定数とする。

#### （b）道路橋示方書平均加速度応答スペクトルによるPCラーメン橋の設計

道路橋示方書によればP<sub>1</sub>橋脚、P<sub>2</sub>橋脚位置の地盤の特性値T<sub>g</sub>は0．047，0．034であり、それらは0．2以下であるので1種地盤である。したがって橋梁の断面設計は道路橋示方書1種地盤平均応答スペクトルを用いて行なう。また道路橋示方書によれば、標準設計震度k<sub>0</sub>は0．2で、1種地盤の地盤別補正係数γ<sub>2</sub>は0．9であるので震度

$$\gamma_2 \cdot k_0 = 0.9 \times 0.2 = 0.18$$

に相当する180galを入力加速度とする。

減衰定数は5．6に基づいて、道路橋示方書許容応力レベルの設計ではプレストレスト・コンクリート主桁4％、鉄筋コンクリート橋脚5％、大口径深礎剛体基礎5％とする。この減衰定数を用いた道路橋示方書平均加速度応答スペクトルによる動的応答解析をE<sub>4,4,5</sub>と標記し、その応答断面力、応答変位、応答加速度を表－6．1の左欄に示す。応答断面力によって発生する応力は道路橋示方書に規定された許容応力度内にあるように橋梁断面の設計を行なう。また5．6で述べた理由により下限値減衰定数としてプレストレスト・コンクリート主桁2％、鉄筋コンクリート橋脚3％、大口径深礎剛体基礎5％を採用し、この減衰定数を用いた道路橋示方書平均加速度応答スペクトルによる動的応答解析をE<sub>2,3,5</sub>と標記し、その応答断面力、応答変位、応答加速度を表－6．1に示す。E<sub>2,3,5</sub>により得られる応答断面力は断面の終局耐力の範囲内にあり、かつ5．6で述べたじん性を有するように橋梁断面の設計を行なう。

### (c) 巨大地震の入力方法について

(b) で設計した橋梁が巨大地震を受ける場合を想定する。ここでは図-2.5(d) に示す想定東海地震動を基礎-地盤系ばね-質点系モデルの質点に入力して時刻歴応答解析を行なう。すなわち5.6の $E_{\text{huge}}$ として $E_{\text{tokai}}$ を用いる。なお $P_1$ 橋脚、 $P_2$ 橋脚で地盤条件は類似しているため、各橋脚には一様な入力を与える。この時刻歴応答解析結果をその加速度応答スペクトルである図-2.5(b)を用いた応答スペクトル解析結果と比較して、応答スペクトル解析の適用性について検討する。減衰定数は5.6に基づいて、プレストレスト・コンクリート主桁4%、鉄筋コンクリート橋脚5%、大口径深礎剛体基礎5%とする。

### (d) 固有振動特性について

橋軸方向入力の場合の固有周期を表-6.2に示し、それに対応する固有モードを図-6.3に示す。表-6.2に示してある刺激係数によれば、固有周期1.3秒の1次モードが他のモードに比べて大きく卓越している。橋梁全体の東海地震時時刻歴変位は図-6.4に示すように当然のことながら1次モードの振動形であり、周期も1次固有周期で応答している。

### (e) PCラーメン橋の時刻歴応答解析結果と応答スペクトルによる解析結果の比較

このラーメン橋の東海地震時時刻歴一様入力および加速度応答スペクトル解析(RSS法)による応答断面力、応答変位、応答加速度を表-6.1の $E_{\text{tokai}}$ の欄に示す。この表より両解析方法の応答値は断面力、変位、加速度ともほとんど変わらないことがわかる。RSS法は固有周期が十分離れていることを前提として、不規則振動論により定式化されている。固有周期が近接している場合には、完全2次結合法<sup>3)</sup>、10%コンビネーション法も提案されているが、ここで取り上げた高橋脚連続ラーメン橋では簡便なRSS法で実用上十分であることがわかる。

## 6.3.2 プレストレスト・コンクリート斜張橋に対する加速度応答スペクトル解析の適用性

対象とするプレストレスト・コンクリート斜張橋は図-2.6に示すように中央支間185m、主塔高約82mのマルチ・ケーブルタイプの2面吊りである。主塔基礎はニューマチック・ケーソン工法剛体基礎である。ケーブルを平行にハープ型に配列することにより、ケーブル鉛直分力は主桁と共同して死荷重、活荷重を支え、水平分力は主桁にプレストレスとして作用するので、主桁を補強するPC鋼材を節約することができる。また、

支承条件は、橋台、橋脚ですべて橋軸方向可動であるが、ハープ型のケーブル配置であるため、詳しくは後の応答計算結果で示すが、地震時の橋軸方向の移動量はきわめて小さく、最大でもわずか8 cm程度である。支承条件として、一般に用いられる1点固定（この場合は地盤条件のよいP<sub>1</sub>橋脚となるであろう。）、他は可動を採用すると1点に地震荷重が集中するため固定橋脚では大規模な固定支承と大断面のニューマチック・ケーソン基礎が必要となるが、ハープ型のケーブル配置を採用するとこのような1点固定方式は必要なく経済的な耐震構造となる。なお、解析は隣接する5径間連続ラーメン部も含めた橋梁全体系で行なう。

道路橋示方書平均加速度応答スペクトルで動的応答解析することによりこのプレストレスト・コンクリート斜張橋を設計する。ここではこのようにして設計した斜張橋が巨大地震動を受ける場合を想定して多点入力による時刻歴応答解析、加速度応答スペクトル解析を実施し、両解析方法による応答値を比較することにより加速度応答スペクトル解析の適用性について考察する。

#### （a）動的応答解析構造モデル

斜張橋の動的解析構造モデルを図-6.5に示す。第5章の振動試験シミュレーション結果より、主桁（プレストレスト・コンクリート箱桁）、主塔および橋脚（鉄筋コンクリート構造）は3次元梁要素でモデル化し、ケーブルは初期張力を考慮した3次元弦要素でモデル化する。質量は整合質量とする。基礎は水平、回転、鉛直の成分を有する3自由度ばね-質点系モデルとし、基礎建設前の自然地盤の基礎重心点の地震動を1つの質点でモデル化した剛体基礎に入力する。節点位置は同図に示すように、桁、主塔部ではケーブルとの結合点とし、節点総数は斜張橋部で約200節点である。

3.6で道路橋示方書ばね定数と有限要素法静的ばね定数はある程度相関関係があることがわかった。P<sub>1</sub>橋脚の剛体基礎-地盤系の換算ばね定数を表-3.4に示すが、有限要素法静的ばね定数の方が載荷試験による変形係数に基づく道路橋示方書ばね定数より大きく、水平ばね定数は3.6倍、回転ばね定数は12.2倍、連成ばね定数は3.7倍、鉛直ばね定数は7.4倍である。したがって、本橋梁の基礎の換算ばね定数として、水平、連成、鉛直ばねについては、変形係数によるばねの5倍の値を、回転ばねについては変形係数によるばねの10倍の値を用いる。

#### （b）道路橋示方書平均加速度応答スペクトルによるPC斜張橋の設計

道路橋示方書によれば、P<sub>1</sub>橋脚、P<sub>2</sub>橋脚位置の地盤の特性値T<sub>g</sub>は、それぞれ0.

1, 0.135であり1種地盤であるが、P<sub>3</sub>橋脚地点の地盤の特性値T<sub>g</sub>は0.271であり、P<sub>4</sub>～P<sub>7</sub>橋脚も2種地盤であるため、橋梁の動的設計は道路橋示方書2種地盤平均加速度応答スペクトルを用いて行なう。また道路橋示方書によれば、標準設計震度k<sub>0</sub>は0.2で2種地盤の地盤別補正係数 $\nu_z$ は1.0であるので震度

$$\nu_z \cdot k_0 = 1.0 \times 0.2 = 0.2$$

に相当する200galを入力加速度とする。

減衰定数は5.6に基づいて道路橋示方書許容応力レベルの設計ではプレストレスト・コンクリート主桁4%、鉄筋コンクリート橋脚および主塔5%、ニューマチック・ケーソン剛体基礎5%とした。この減衰定数を用いた道路橋示方書平均加速度応答スペクトルによる動的応答解析をE<sub>4,5,5</sub>と標記し、その応答断面力、応答変位、応答加速度を表-6.3の左欄に示す。応答断面力によって発生する応力は道路橋示方書によって規定された許容応力度内にあるように橋梁断面の設計を行なった。また5.6で述べた理由により下限値減衰定数としてプレストレスト・コンクリート主桁2%、鉄筋コンクリート橋脚および主塔3%、ニューマチック・ケーソン剛体基礎5%を採用し、この減衰定数を用いた道路橋示方書平均加速度応答スペクトルによる動的応答解析をE<sub>2,3,5</sub>と標記し、その応答断面力、応答変位、応答加速度を表-6.3に示す。E<sub>2,3,5</sub>により得られる応答断面力は断面の終局耐力の範囲内にあり、かつ5.6.5で述べたじん性を有するように橋梁断面の設計を行なう。

このようにして設計した主塔および橋脚の代表断面の配筋図を図-6.6に示す。橋脚では主筋はD51mmが最大2段、配力筋はD19mmが必要となる。また、主塔下端では主筋はD35mm、せん断筋、ねじり筋としては、D22mm、D16mmが用いられる。なお、鉄筋はSD30を用いた。主桁PC鋼棒配置図を図-6.7に示す。鋼棒は径32mmのSBPR80/105を用いる。中央径間部では、死荷重、活荷重による引張応力度を15kg/cm<sup>2</sup>および地震による引張応力度を20kg/cm<sup>2</sup>以内にするため、底版に76本、ウェブ断面底版側に24本の鋼棒が必要になる。また中間支点部では支点反力に対処し、コンクリート床版を常時でフル・プレストレスにするため、112本の鋼棒が必要になる。主桁の配筋図を図-6.8に示す。床版および底版とも桁断面のラーメン計算（横方向の計算）よりD16mm鉄筋が必要となる。断面設計の経緯を橋軸方向入力曲げモーメントに着目して述べる。主塔および橋脚の地震時曲げモーメントおよびそれに対応する応力をそれぞれ図-6.9、図-6.10に示す。これより、断面は主塔下端、橋脚下端の鉄筋、コ

ンクリートの両方で決まっていることがわかる。主桁の曲げモーメントおよびそれに対応する応力をそれぞれ図－５．１１，図－６．１２に示す。桁の地震時曲げモーメントは、活荷重による曲げモーメントよりも大きく、主桁は下縁の地震時コンクリート引張応力で決まっていることがわかる。それに対処するため、所定の引張応力以内になるようにＰＣ鋼棒を配置する。地震時のコンクリート許容引張応力の設定は構造物の耐用年数、重要度によって異なるが、この斜張橋の場合耐用年数を５０年と考え、耐用年数の間地震によってコンクリート桁にクラックがはいらないように引張許容応力度を設定する。つまり、本橋ではコンクリート桁の設計基準圧縮強度は $400\text{ kg/cm}^2$ であるので、その引張強度を $1/10$ 程度の $40\text{ kg/cm}^2$ とし、安全率を $1/2$ と考えた結果、 $20\text{ kg/cm}^2$ を地震時でも桁にクラックが発生しない程度の応力度とみなし、この値を地震時許容引張応力度とする。もちろん、この応力度以下の引張応力度に対しては図－６．９に示すように橋軸方向鉄筋で補強してある。

#### (c) 巨大地震の入力方法について

(b)で断面決定した橋梁が巨大地震動を受ける場合を想定し、その入力方法として一様入力と多点入力の動的応答解析の比較を次に示すi)～iii)の３種類について行なう。なお巨大地震動としては第２章で求めた想定東海地震動を使用する。すなわち５．６の $E_{\text{huge}}$ として $E_{\text{tokai}}$ を用いる。

##### i) 時刻歴多点入力

$P_1$  橋脚、 $P_2$  橋脚についてはそれぞれ図－２．１１，図－２．１２のケース２の地震動を基礎重心点に入力し、その他の橋台および橋脚については、図－２．５(d)の想定東海地震動を基礎重心点（杭基礎についてはフーチング基礎底面中心点）に入力する。

##### ii) 時刻歴一様入力

すべての橋脚、橋台の基礎重心点（杭基礎についてはフーチング基礎底面中心点）に図－２．１１のケース２（ $P_1$  橋脚入力波）を入力する。

##### iii) 加速度応答スペクトル解析

すべての橋脚、橋台の基礎重心点（杭基礎についてはフーチング基礎底面中心点）に図－２．１３のケース２（ $P_1$  橋脚入力波の加速度応答スペクトル）を入力する。なお、応答スペクトル法により多自由度系の応答計算を行なう手法としては、各モードの応答値の二乗和平方根により最大応答値を評価する方法（RSS法）を用いる。

なお i) , i i) , i i i) いずれの場合も 5 . 6 に基づいて減衰定数はプレストレスト・コンクリート主桁 4 %、鉄筋コンクリート橋脚および主塔 5 %、ニューマチック・ケーソン剛体基礎 5 %とする。

(d) 固有振動特性について

プレストレスト・コンクリート斜張橋の固有周期を表-6.4に、それに対応する固有モードを図-6.13に示す。表-6.4に示す刺激係数より卓越モードは4次モードの主塔の橋軸方向1次曲げ振動であり、その固有周期は1.175秒である。しかし、1次モード(主桁の鉛直方向逆対称1次曲げ振動)も刺激係数によると応答にかなり寄与しており、その固有周期は2.143秒である。

活荷重載荷状態で東海地震を橋軸方向に入力した場合(5.6における荷重ケースVI:  $D + L_{60x} + E_{huge}$ )の応答が最大値に達する6秒後から0.1秒ごとの橋梁全体の変位図を約1周期分、図-6.14に示す。前述したように、斜張橋は4次モードの主塔の橋軸方向1次曲げ振動が卓越して振動していることがわかる。しかし、その周期は約1.7秒で、1次モードの固有周期2.143秒と4次モードの固有周期1.175秒の中間にあり、1次モードが応答に影響していることがわかる。このようにプレストレスト・コンクリート斜張橋は2つの卓越モードを有するが、フレキシブルな連続ラーメン橋は6.3.1の

(d)で述べたように1つの卓越モードのみであり、フレキシブルな高次不静定橋梁でもその振動特性は橋種により異なる。つまり、この斜張橋は卓越モードが1つとは限らず、他の連続ラーメン橋に比べて複雑な振動特性を有していることがわかる。

(e) PC斜張橋の多点入力時刻歴応答解析結果と応答スペクトルによる解析結果の比較

(b)で断面決定した橋梁に東海地震動を入力した場合の最大応答変位図を図-6.15に、最大応答断面力分布図を図-6.16に示す。主要点に着目して、その最大応答値の比較を表-6.3に示す。なお、同表中に $E_{tokuai}$ で示してある東海地震時の欄には前述した時刻歴多点入力、時刻歴一様入力、加速度応答スペクトル解析の応答値を示してある。

斜張橋は、表-6.4に示すように主塔の橋軸方向1次曲げ振動(4次モード)、主桁の鉛直方向逆対称1次曲げ振動(1次モード)が卓越して応答しているので、最大変位も卓越モードに対応している。たとえば、図-6.15に示す東海地震( $E_{tokuai}$ )の場合、主塔頂部で水平変位は最大13cm程度、また主桁の鉛直変位は側径間中央点、中央径間1/4点で最大約18cmとなる。なお、中央径間中央点は図-6.14に示すように

振動モードの節になっているので、変位は他の箇所比べてきわめて小さい。ケーブルが約 $30^{\circ}$ の傾斜で平行に配列されているので、各支点は可動支承であるが、橋軸方向変位は8cmときわめて小さい。

東海地震動に対して多点入力および一様入力で時刻歴応答解析した結果の比較を表-6.3により行なう。一様入力による断面力の応答は多点入力のそれに対して最大でも10%弱の差しかなく、一様入力による時刻歴応答解析で実用上十分であると判断される。例えば、多点入力による応答断面力が一様入力によるそれより大きい $P_1$ 橋脚下端の時刻歴曲げモーメントの最大値は82700ton・mであるが、図-6.17に示すようにそれは1回のピーク値に過ぎず、他は一様入力の最大値78800ton・mと大差ない。

多点入力および応答スペクトル解析(RSS法)による応答断面力を表-6.3で比較すると、 $P_1$ 橋脚、 $P_2$ 橋脚については、主塔下端、橋脚下端の曲げモーメントは加速度応答スペクトル解析の方が10%強大きく、加速度応答スペクトルによる応答値は安全側である。また $P_3$ 橋脚下端では多点入力による曲げモーメントは23200ton・m、加速度応答スペクトルによる曲げモーメントは22000ton・mで加速度応答スペクトルによる応答値が約5%小さいが多点入力による応答値は前出の図-6.17と同様に1回のピーク値に過ぎなかった。また主桁については多点入力による曲げモーメントが20%弱大きい。例えば、多点入力の応答断面力が応答スペクトル解析による断面力より大きい主桁中央径間の曲げモーメントの最大値は5941ton・mであるが、図-6.18に示すようにそれもまた1回のピーク値に過ぎず、他は応答スペクトル解析の最大値5190ton・mと大差ない。このように多点入力応答値が一様入力、応答スペクトル解析の応答値を超過する場合でも、その回数は少なく、部材は後に述べるように5.6.5に記したじん性を有しているので、一様入力または応答スペクトル解析の応答断面力を採用して設計上支障ないと思われる。したがって、簡便なRSS法による加速度応答スペクトル解析も実用上適用できると判断される。RSS法は固有周期が十分離れていることを前提として、不規則振動論により定式化されている。固有周期が近接している場合には、完全2次結合法<sup>3)</sup>、10%コンビネーション法も提案されているが、ここで取り上げた斜張橋や高橋脚連続ラーメン橋では簡便なRSS法で実用上十分であることがわかる。

#### (f) 巨大地震時における断面の終局耐力照査について

(b)では道路橋示方書平均応答スペクトルを用いて斜張橋の断面を決定した。その概略を図-6.6、図-6.7および図-6.8に示す。このようにして決定した断面に対

して、終局時の照査を5.6の荷重ケースⅡ～Ⅵについて行なうわけであるが、ここでは5.6.4の荷重ケースⅥ： $D + L_{60\%} + E_{\text{toukai}}$ （活荷重載荷時東海地震）の橋軸方向曲げモーメントに着目し、発生曲げモーメントが（b）の道路橋示方書許容応力レベルで設定した断面の曲げ耐力の範囲内にあるかどうか照査する。主塔の発生曲げモーメントは図-6.19に示すように断面の曲げ耐力の範囲内である。主桁についても、発生曲げモーメントは図-6.20に示すように桁の曲げ耐力の範囲内であることがわかる。

その他の荷重ケースについても、橋軸方向、橋軸直角方向とも発生曲げモーメントは曲げ耐力の範囲内であることが確認できる。せん断耐力、ねじり耐力の照査についても同様な結論を得た。

終局時の主塔および橋脚部材のじん性を橋軸方向に着目し、5.6.5で述べた手法で照査する。

- i) 主塔および橋脚の部材形状の照査を図-6.21に示す。主塔下端、橋脚下端の $Q/d$ はそれぞれ2.5, 4.7で2.5以上である。
- ii) 主塔および橋脚部材軸方向鉄筋比の検討結果を図-6.22に示す。引張鉄筋面積は鈎合鉄筋面積の50%以下である。
- iii) 軸方向圧縮応力度比の照査結果は図-6.23に示すように、すべての断面で0.25以下である。
- iv) せん断補強鉄筋比の照査結果は表-6.5に示すように0.2%以上ある。

したがって（b）の道路橋示方書平均応答スペクトルで設定した部材断面は土木学会コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>によればじん性率4程度を有していると判断される。

鉄筋コンクリート構造物の復元力特性として、図-6.24に示すような剛性低下型トリリニア・モデルを採用し、終局耐力を降伏耐力に等しいと仮定すれば、PC斜張橋の主塔下端および橋脚下端の東海地震（活荷重載荷時）による発生断面力は、終局耐力以下であるから、断面は東海地震時降伏点に達していないことがわかる。これは図-6.19における $P_1$ 橋脚下端の発生モーメント約10万t・mによる鉄筋応力度が約2700kg/cm<sup>2</sup>であることから確認できる。（鉄筋はSD30を使用し、降伏点は3000kg/cm<sup>2</sup>である。）

このように本論文で想定した東海地震動では、（b）の道路橋示方書2種地盤平均応答スペクトルで設計した橋脚断面は降伏点に達していないが、コンクリート標準示方書耐震



構造細目を満足し、じん性率が4程度あると判断される橋脚がどの程度の地震に耐え得るかP<sub>1</sub>橋脚を例に推察を行なう。

山田、家村らの研究<sup>5)</sup>によれば、許容塑性率はじん性率の2/3程度とることができる。この場合橋脚のじん性率を $\mu = 4$ と想定すれば、許容塑性率は $\mu_a = 2.7$ である。剛性低下型トリリニア・モデルにおける弾性応答 $M_E$ と降伏耐力 $M_y$ の関係として次に示す日本建築学会による提案式<sup>6)</sup>を用いる。

$$\frac{M_y}{M_E} = 0.75 \times \frac{1 + 0.05 \mu_a}{\sqrt{2 \mu_a - 1}} \quad (6.7)$$

したがって

$$M_y / M_E = 0.41$$

である。P<sub>1</sub>橋脚断面の降伏耐力は図-6.19より $M_y = 12.2 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}$ だから、弾性応答は $M_E = 29.8 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}$ となる。図-2.5に示す東海地震動（最大加速度 $A_{max} = 232 \text{ gal}$ ）による活荷重載荷時に橋脚下端に発生モーメント $M$ は図-6.19より $10 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}$ であるから、許容塑性率 $\mu_a = 2.7$ に達する最大加速度は次のようになる。

$$A_{max} \times (M_E / M) = 232 \times (29.8 \times 10^4 / 10 \times 10^4) = 691 \text{ gal}$$

つまり道路橋示方書2種地盤平均応答スペクトル、入力加速度 $200 \text{ gal}$ で断面決定したP<sub>1</sub>橋脚は、最大加速度約691galの地震動（図-2.5の想定東海地震動の振幅を約3倍したもの）に対しても十分なじん性を有しているものと推定される。P<sub>2</sub>橋脚についてもほぼ同様な結論が得られる。

表-6.1 高橋脚PC連続ラーメン橋の主要点最大応答値の比較

解 析 法					道示平均応答スペクトル		Etoukai	
					E4, 5, 5	E2, 3, 5	時刻歴	スペクトル
断 面 力	橋 脚	天 端	P 1	M (tm)	12 999	15 601	19 541	19 485
				S (t)	798	957	1 194	1 199
			P 2	M (tm)	12 786	15 346	19 314	19 183
				S (t)	761	914	1 145	1 145
		下 端	P 1	M (tm)	17 566	21 080	26 423	26 417
				S (t)	873	1 048	1 326	1 312
			P 2	M (tm)	16 526	19 829	24 908	24 853
				S (t)	840	1 009	1 283	1 263
	主 桁	側径間	Mmax(tm)	4 520	5 444	5 662	5 842	
			Smax(t)	150	181	165	167	
		中央径間	Mmax(tm)	11 927	14 313	17 067	17 901	
			Smax(t)	253	304	368	375	
変 位 (cm)	橋脚天端		P 1	6.5	7.8	9.7	9.8	
			P 2	6.5	7.8	9.7	9.8	
	主 桁			6.9	8.3	10.4	10.5	
加 速 度 (GAL)	橋脚天端		P 1	152	182	230	228	
			P 2	153	183	232	229	
	橋脚下端		P 1	182	183	232	235	
			P 2	186	187	231	240	

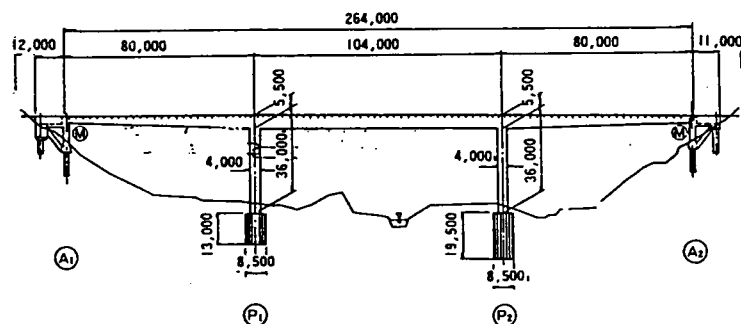


図-6.1 高橋脚PC連続ラーメン橋概略図

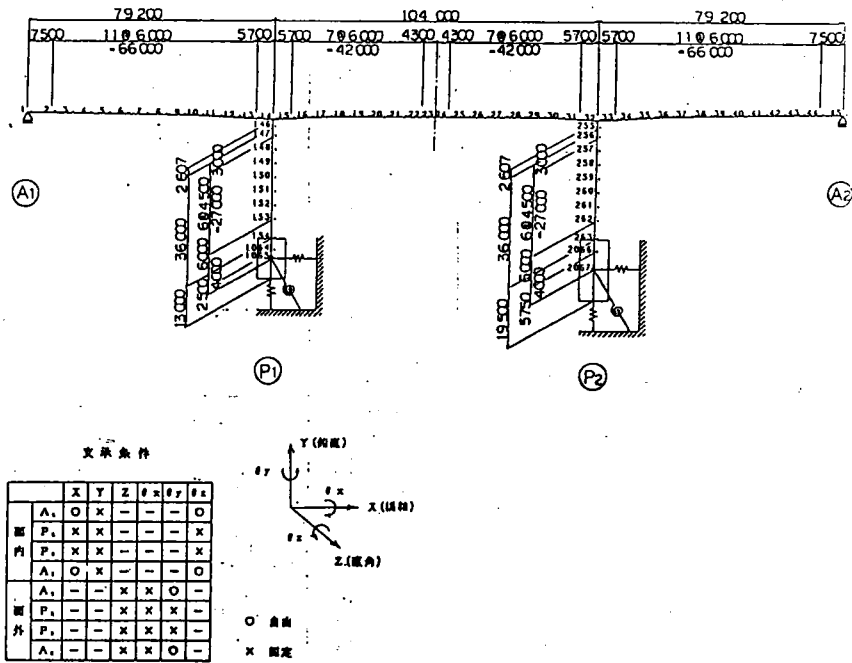


図-6.2 高橋脚PC連続ラーメン橋の動的解析構造モデル

表-6.2 高橋脚PC連続ラーメン橋橋軸方向固有値解析結果

モード No.	固有周期 (sec)	制振係数	有効質量 (累積) (%)
1次	1.3064	32.567	67.23
2次	0.6805	-0.192	67.232
3次	0.5477	-7.044	70.377
4次	0.4456	-0.032	70.377
5次	0.2132	-3.401	71.110
6次	0.1819	-0.004	71.110
7次	0.1657	0.034	71.110
8次	0.1630	-0.041	71.110
9次	0.1103	-0.560	71.130
10次	0.0980	4.091	72.191
11次	0.0953	-1.369	72.310
12次	0.0871	4.117	73.385
13次	0.0808	-0.746	73.420
14次	0.0766	2.055	73.688
15次	0.0706	2.092	73.965
16次	0.0624	0.060	73.965
17次	0.0596	-0.010	73.965
18次	0.0536	1.938	74.203
19次	0.0471	-0.091	74.204
20次	0.0437	-1.304	74.312

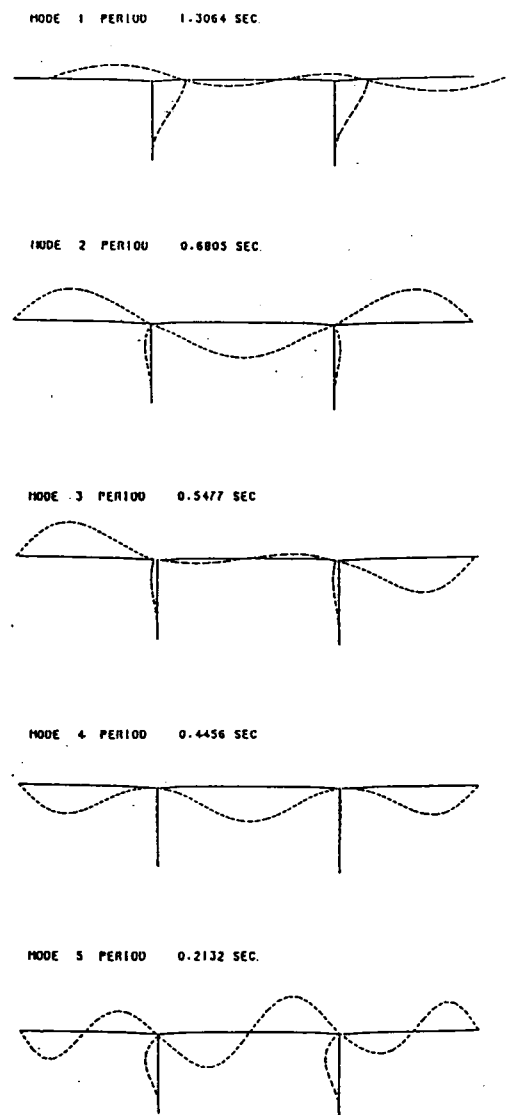


図-6.3 高橋脚PC連続ラーメン橋の  
橋軸方向固有モード図

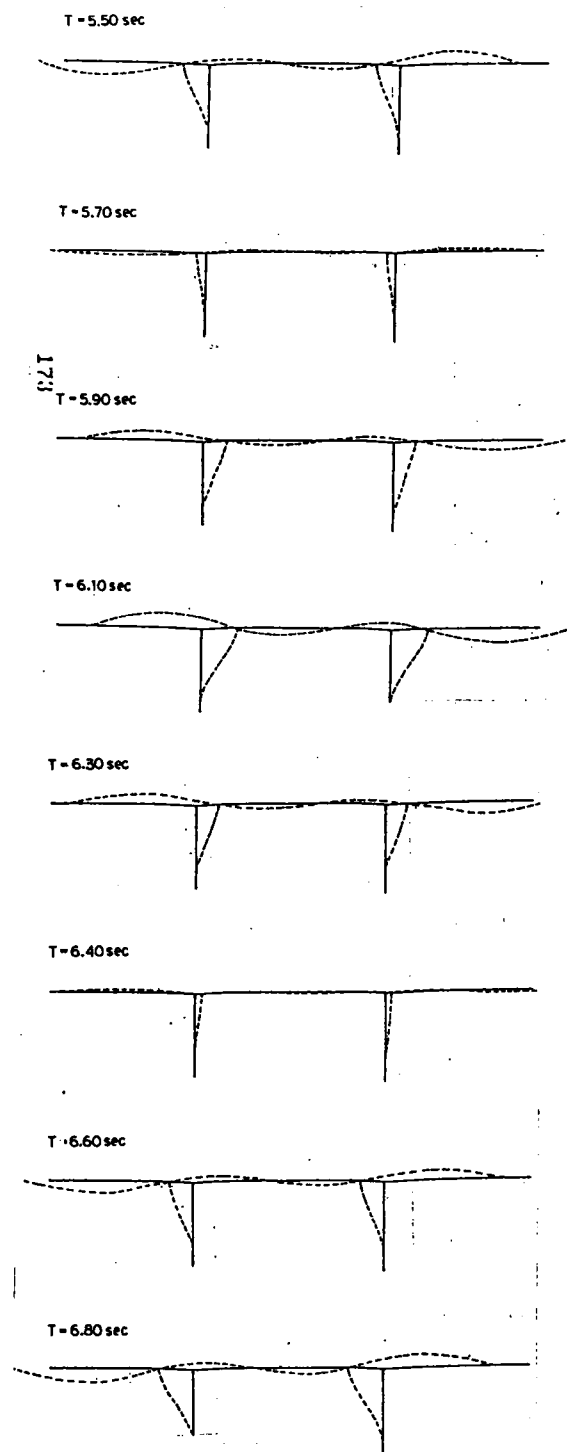


図-6.4 高橋脚PC連続ラーメン橋  
橋軸方向時刻歴応答変位図

表-6.3 PC斜張橋の主要点の最大応答値の比較

解 析 法			道示スペクトル		Etoukai		
			E <sub>4,4,5</sub>	E <sub>2,3,5</sub>	時刻歴 多点入力	時刻歴 一様入力	スペクトル
塔下端	P1	M(tm)	12500	15000	15700	14400	16300
		S(t)	825	989	1010	962	1070
	P2	M(tm)	12700	15200	13900	14500	16500
		S(t)	827	991	931	963	1070
橋脚下端	P1	M(tm)	64400	77100	82700	78800	83500
		S(t)	2050	2440	2680	2830	2580
	P2	M(tm)	65000	77700	73100	78900	84000
		S(t)	2220	2630	2590	2850	2750
	P3	M(tm)	18200	21100	23200	22700	22000
		S(t)	649	743	829	783	745
桁	側径間	Mmax(tm)	4160	4160	6090	5820	5100
		N (t)	467	559	603	573	608
	中央径間	Mmax(tm)	4220	5070	5960	5920	5190
		N (t)	442	155	687	546	571
最大斜材張力(t)			236	285	265	265	281
変位 (cm)	塔先端	P1	11.1	13.3	13.4	12.9	14.2
		P2	11.1	13.3	12.2	12.9	14.2
	桁	水平	7.1	8.5	8.1	8.1	8.2
		鉛直	11.9	14.4	18.2	17.6	13.7
加 速 度 (gal)	塔先端	P1	998	1161	1210	1170	1120
		P2	1077	1263	809	1190	1150
	桁	水平	138	165	191	142	173
		鉛直	251	299	287	273	302
相 対 変 位 (cm)	桁-A1		-	-	8.1	8.1	-
	桁-P1		-	-	6.8	6.7	-
	桁-P2		-	-	6.6	6.8	-
	桁-P3		-	-	11.1	10.5	-
	桁-桁(ラ-ム)		-	-	18.6	19.3	-

注) 東海地震想定の一様入力、スペクトル解析の入力地震波は、P1橋脚入力波のものをを用いる。

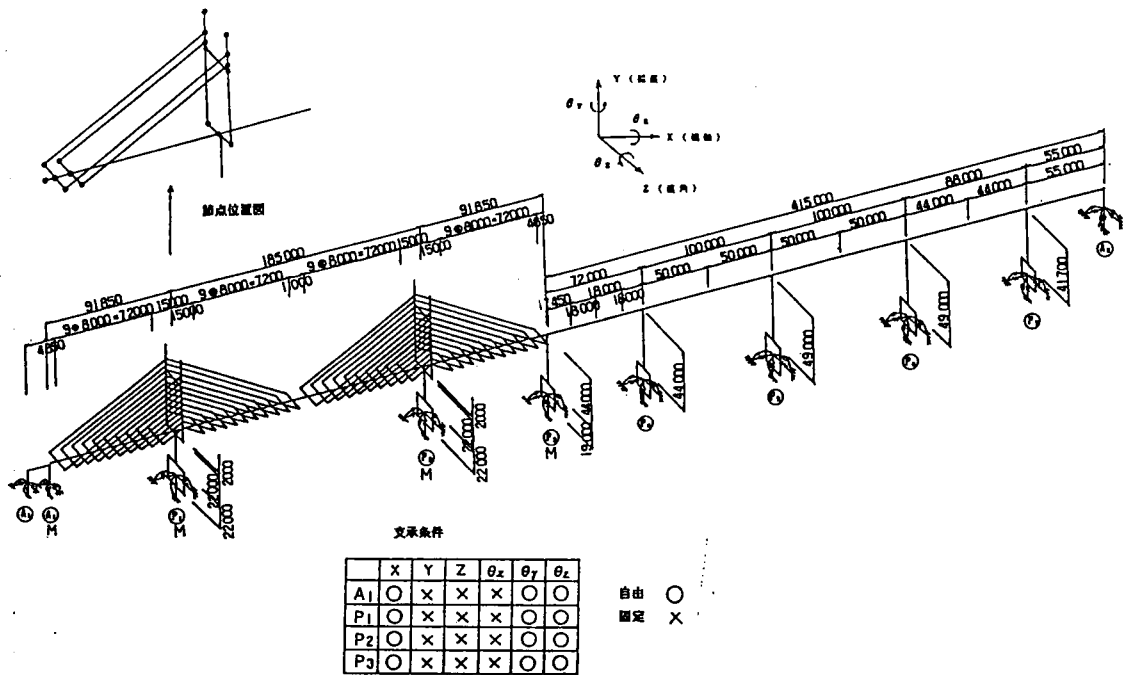


図-6.5 プレストレスト・コンクリート斜張橋の動的解析構造モデル

表-6.4 プレストレスト・コンクリート斜張橋の固有値解析結果

次数	周期 (sec)	振動数 (Hz)	制 激 係 数			有効質量比 (累積)		主要モードの説明
			橋軸方向	鉛直方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	
1	2.143	0.467	-0.783	-0.000	0.000	8.724	0.000	主桁の鉛直方向逆対称1次曲げ振動
2	1.984	0.504	-0.000	-0.476	0.006	8.724	0.000	主桁の鉛直方向対称1次曲げ振動
3	1.422	0.703	-0.993	-0.033	-0.000	28.920	0.000	連続ラーメン桁橋の橋軸方向1次振動
4	1.175	0.851	-1.525	0.001	-0.001	46.073	0.000	主桁の橋軸方向1次曲げ振動
5	0.991	1.009	-0.000	1.190	0.104	46.073	0.065	主桁の鉛直方向対称2次曲げ振動
6	0.908	1.101	-0.001	-0.116	1.918	46.073	10.788	主桁の橋軸直角方向対称1次振動
7	0.895	1.117	0.056	-0.007	0.099	46.081	10.820	主桁の橋軸直角方向逆対称1次振動
8	0.837	1.194	-0.021	0.002	0.004	46.085	10.820	主桁の鉛直方向逆対称2次曲げ振動
9	0.829	1.206	-0.000	-0.005	-1.292	46.085	25.011	連続ラーメン桁橋の橋軸直角方向1次振動
10	0.815	1.227	1.539	-0.000	0.000	48.529	25.011	P3橋脚の橋軸方向1次曲げ振動
11	0.809	1.237	0.003	0.066	-0.020	48.529	25.066	桁の橋軸直角方向曲げ振動
12	0.692	1.446	0.000	-0.004	-0.048	48.529	25.113	主桁の鉛直方向対称3次曲げ振動
13	0.653	1.532	0.000	-0.874	0.027	48.529	25.116	
14	0.583	1.714	-0.001	0.000	-1.257	48.529	37.096	
15	0.558	1.793	0.377	-1.407	0.001	48.775	37.096	
16	0.555	1.802	-0.000	0.013	-0.245	48.775	37.548	
17	0.493	2.027	0.025	-0.003	0.123	48.777	37.580	
18	0.486	2.059	-0.408	0.000	0.015	50.358	37.581	
19	0.465	2.149	-0.000	0.144	0.004	50.358	37.583	
20	0.428	2.337	-0.000	-0.210	-0.020	50.358	37.585	
21	0.397	2.520	-0.755	-0.001	-0.028	50.886	37.586	
22	0.393	2.545	0.031	-0.000	-0.345	50.893	38.400	
23	0.390	2.561	0.007	0.002	-0.054	50.893	38.416	
24	0.373	2.680	0.019	0.001	0.487	50.893	38.667	
25	0.351	2.847	1.000	0.036	0.000	58.963	38.667	
26	0.344	2.910	0.008	0.007	0.607	58.963	39.030	
27	0.317	3.151	-0.009	0.006	-1.470	58.964	46.337	
28	0.302	3.312	-0.000	0.321	0.014	58.964	46.338	
29	0.290	3.448	0.028	0.006	0.312	58.972	47.377	
30	0.278	3.600	-0.021	-0.009	-0.070	58.972	47.382	
31	0.277	3.610	0.014	0.149	-0.462	58.972	47.402	
32	0.276	3.619	-0.004	-0.076	-0.700	58.972	47.951	
33	0.273	3.658	0.004	-0.004	0.072	58.972	47.952	
34	0.273	3.658	-0.001	-0.280	-0.045	58.972	47.953	
35	0.269	3.716	0.036	-0.006	0.563	58.972	50.293	
36	0.258	3.877	0.204	0.003	-1.404	59.096	54.820	
37	0.250	3.998	-1.216	0.004	-0.164	62.303	55.549	
38	0.232	4.307	0.158	0.007	-0.014	62.473	55.551	
39	0.231	4.337	-0.089	0.000	-0.727	62.475	55.695	
40	0.226	4.419	-0.204	-0.007	-0.297	62.484	55.713	

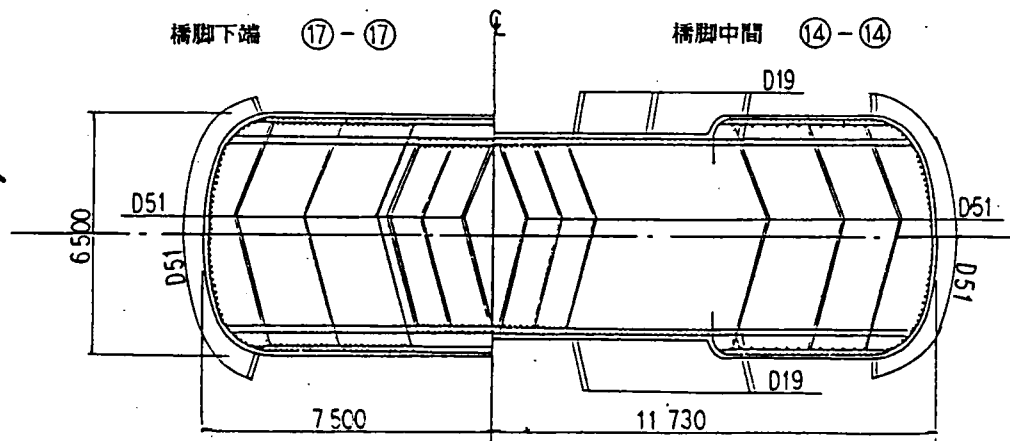
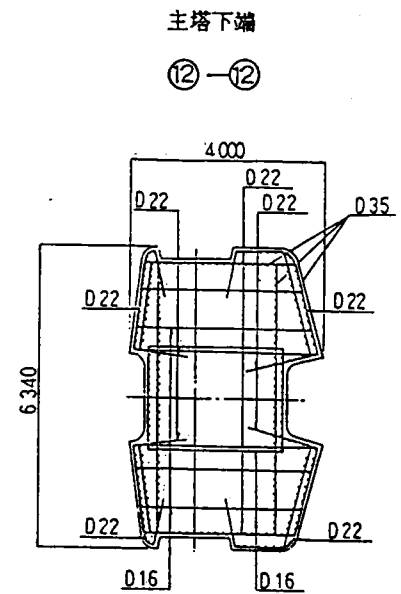
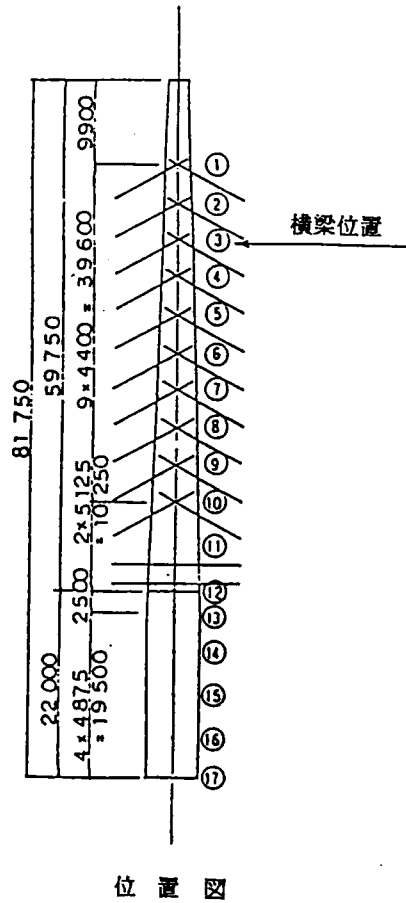


図-6.6 PC斜張橋の主塔および橋脚の配筋図

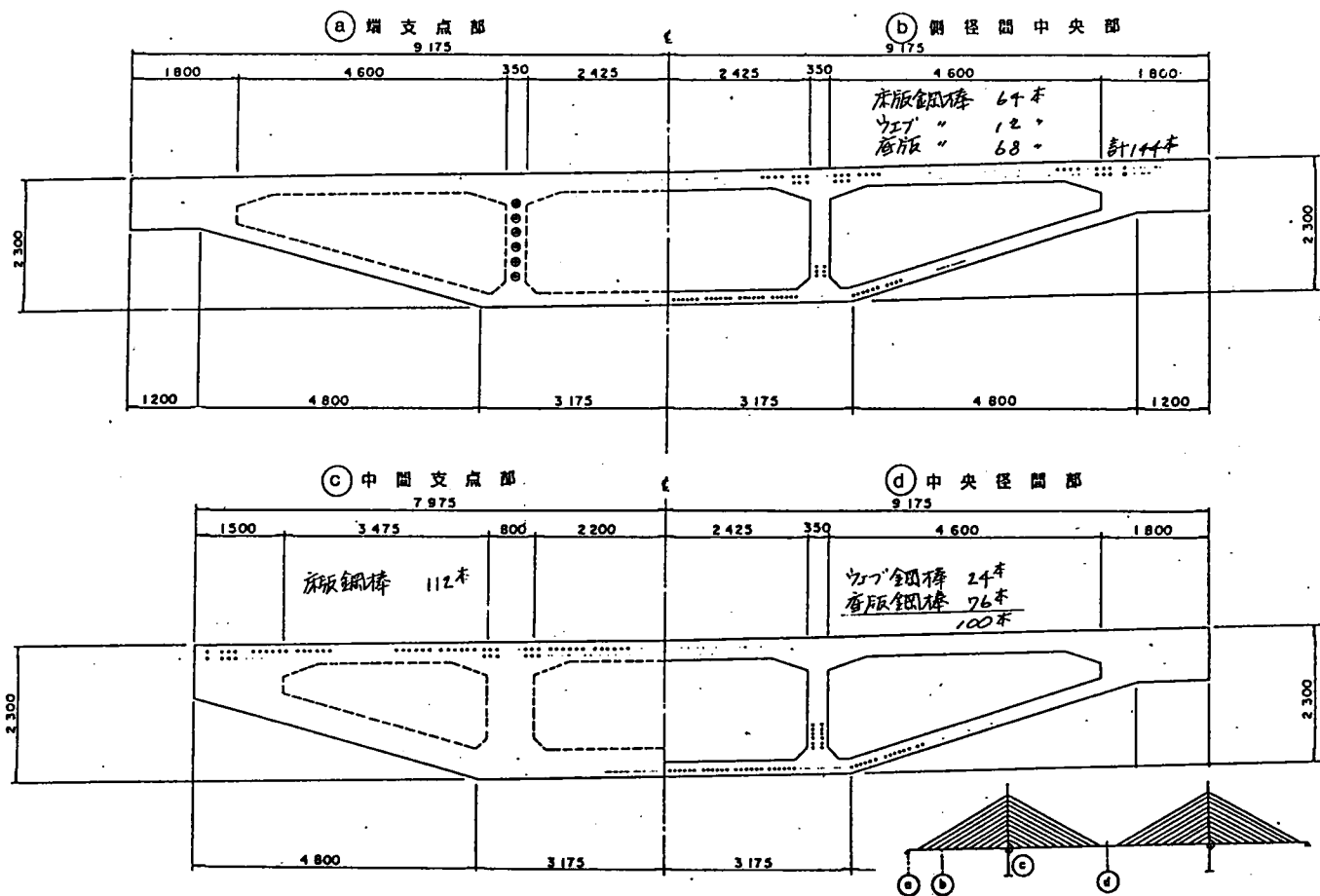


図-6.7 PC斜張橋の主桁PC鋼棒配置図



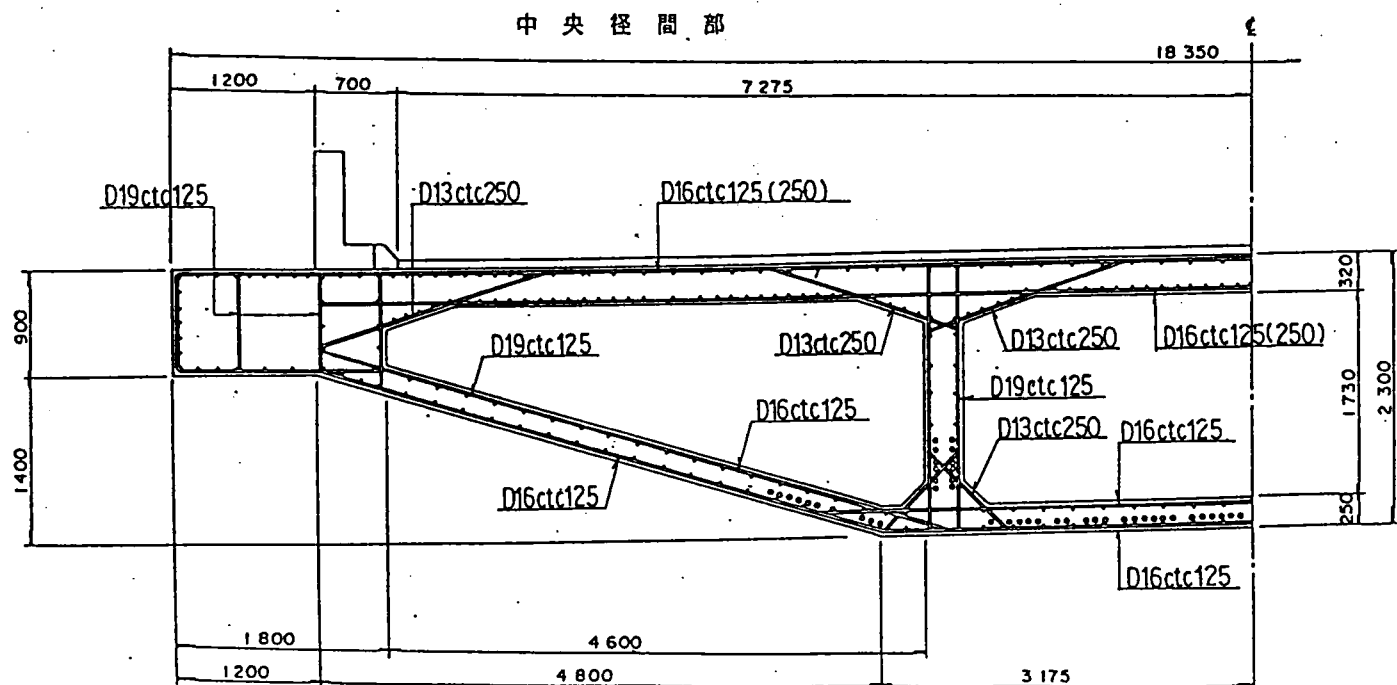
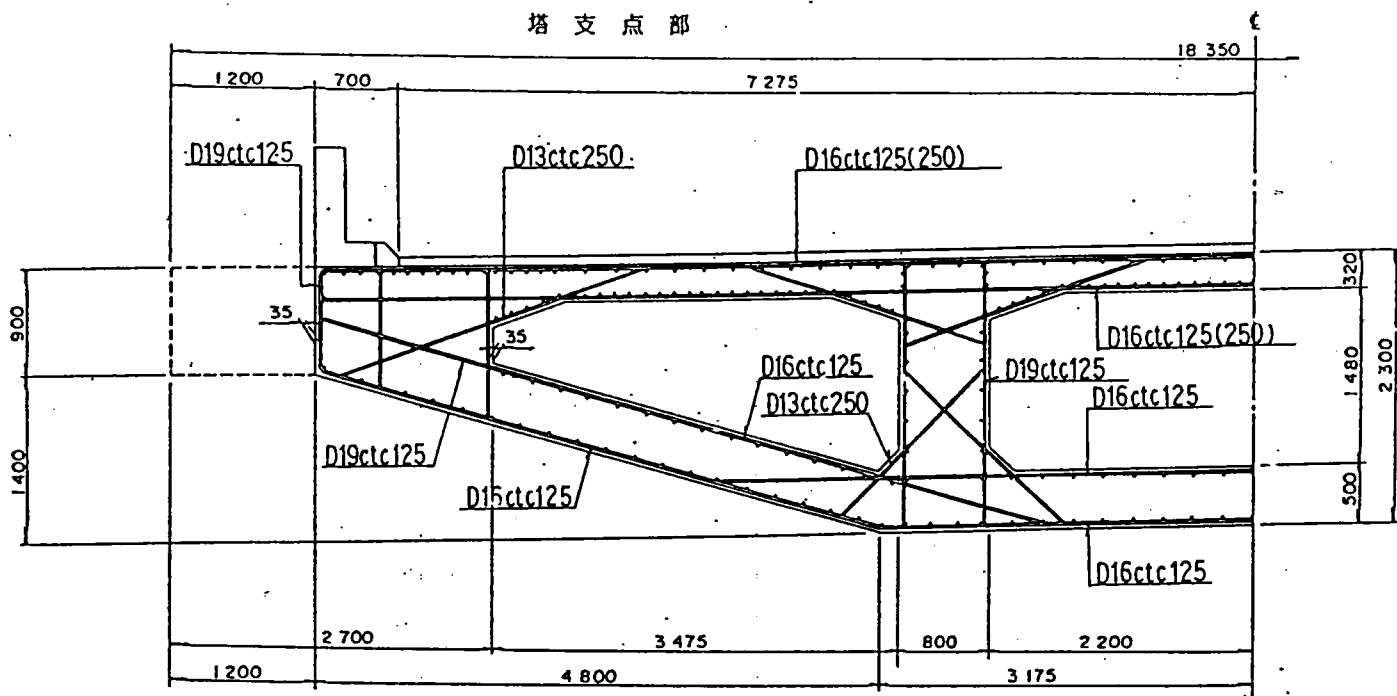


図 - 6. 8 PC斜張橋の主桁配筋図

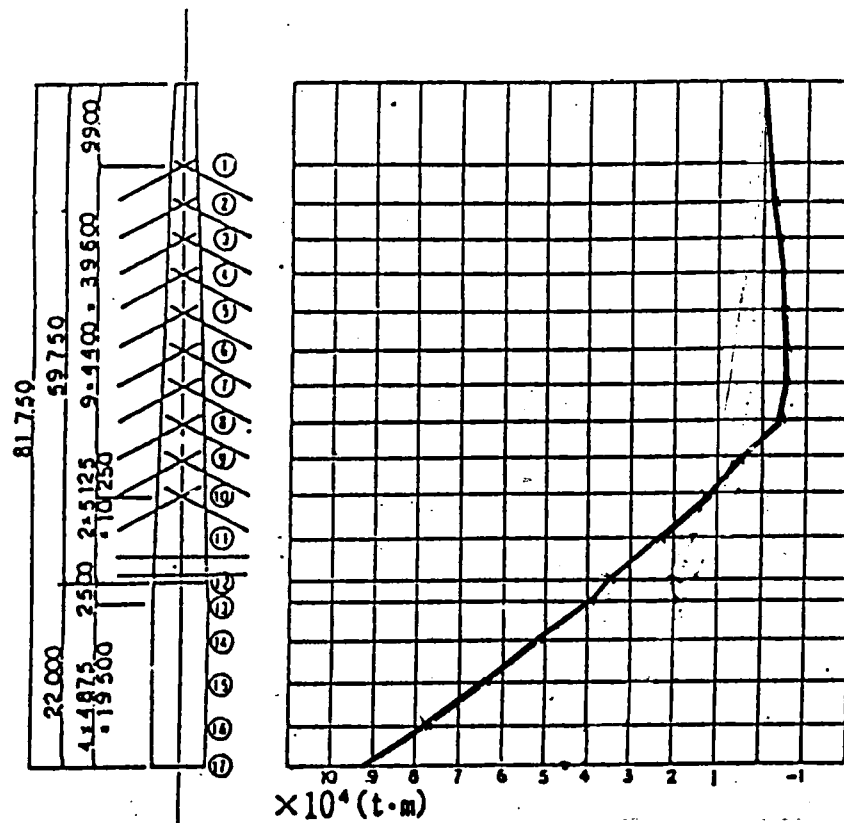


図-6.9 PC斜張橋の主塔断面の設計曲げモーメント (D+E<sub>4,5,5</sub>)

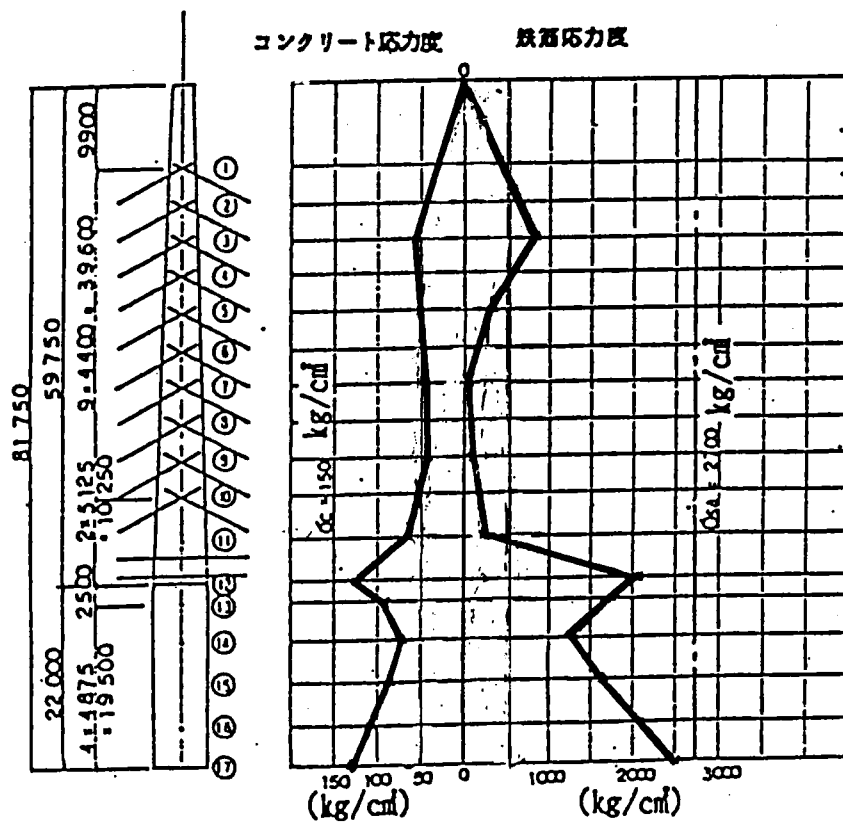


図-6.10 PC斜張橋地震時主塔、橋脚応力度 (D+E<sub>4,5,5</sub>)

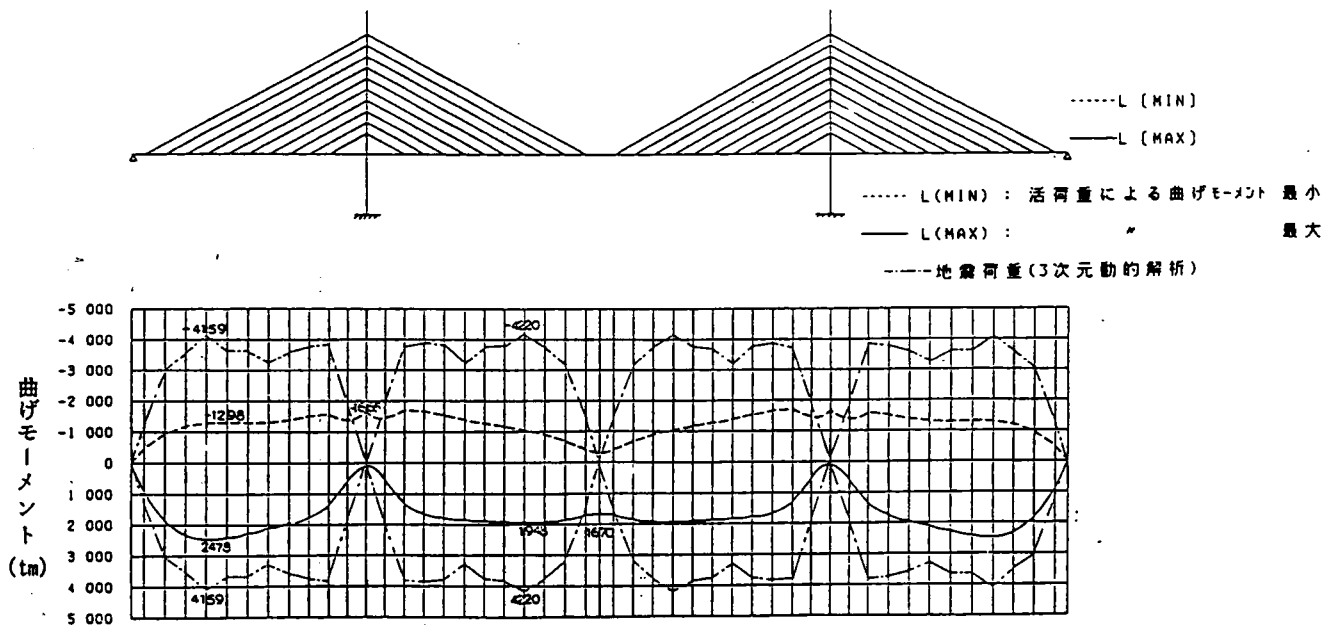


図-6.11 PC斜張橋の活荷重および地震荷重 ( $E_{4.5.5}$ ) による曲げモーメント

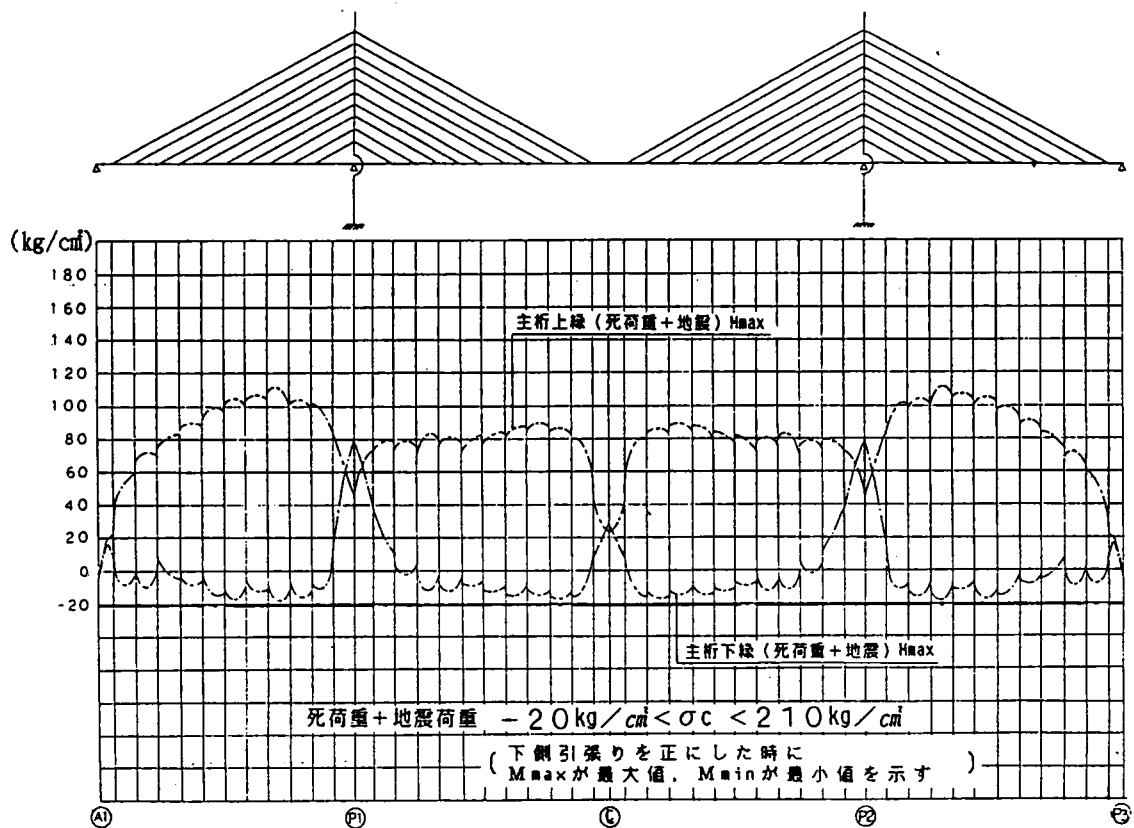
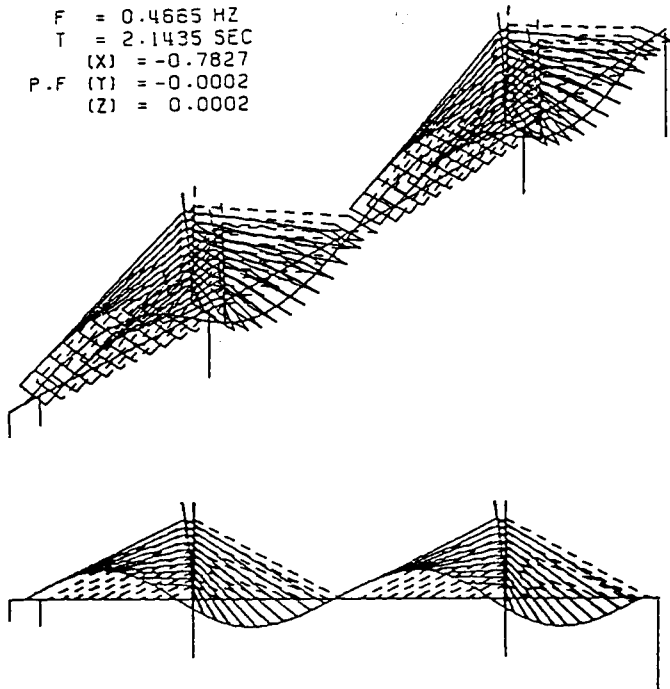


図-6.12 PC斜張橋の地震時主桁応力度 ( $D + E_{4.5.5}$ )

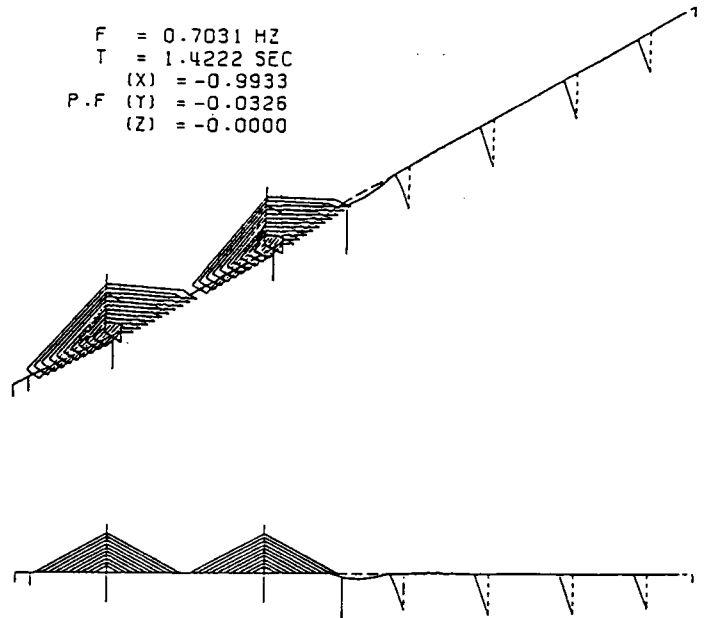
MODE 1

F = 0.4665 HZ  
T = 2.1435 SEC  
(X) = -0.7827  
P.F (Y) = -0.0002  
(Z) = 0.0002



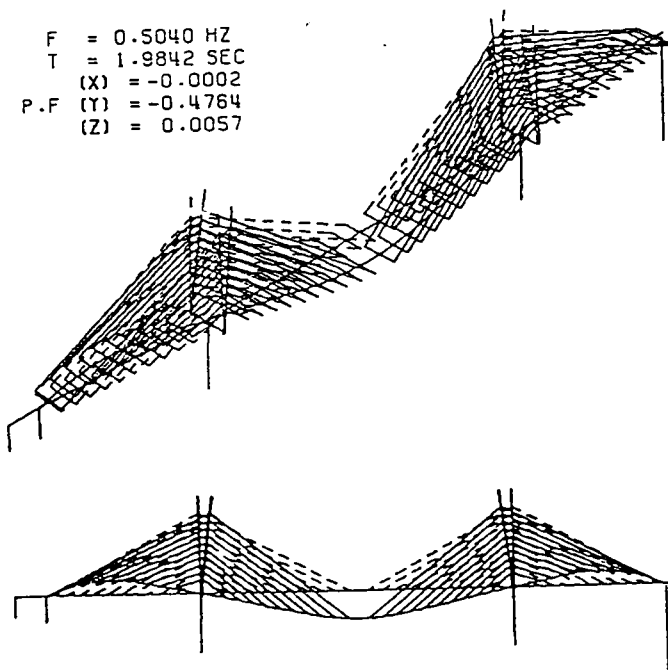
MODE 3

F = 0.7031 HZ  
T = 1.4222 SEC  
(X) = -0.9933  
P.F (Y) = -0.0326  
(Z) = -0.0000



MODE 2

F = 0.5040 HZ  
T = 1.9842 SEC  
(X) = -0.0002  
P.F (Y) = -0.4764  
(Z) = 0.0057



MODE 4

F = 0.8505 HZ  
T = 1.1757 SEC  
(X) = -1.5248  
P.F (Y) = 0.0008  
(Z) = -0.0011

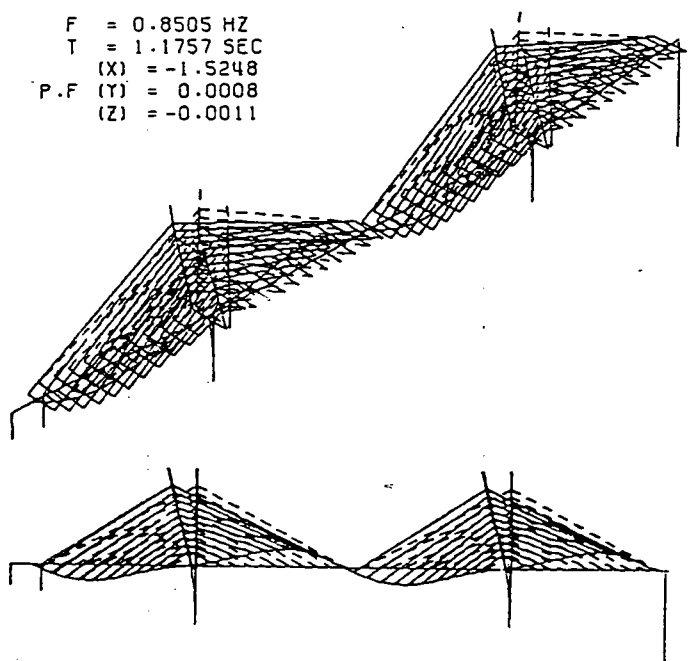


図-6.13 プレストレスト・コンクリート斜張橋の固有モード図

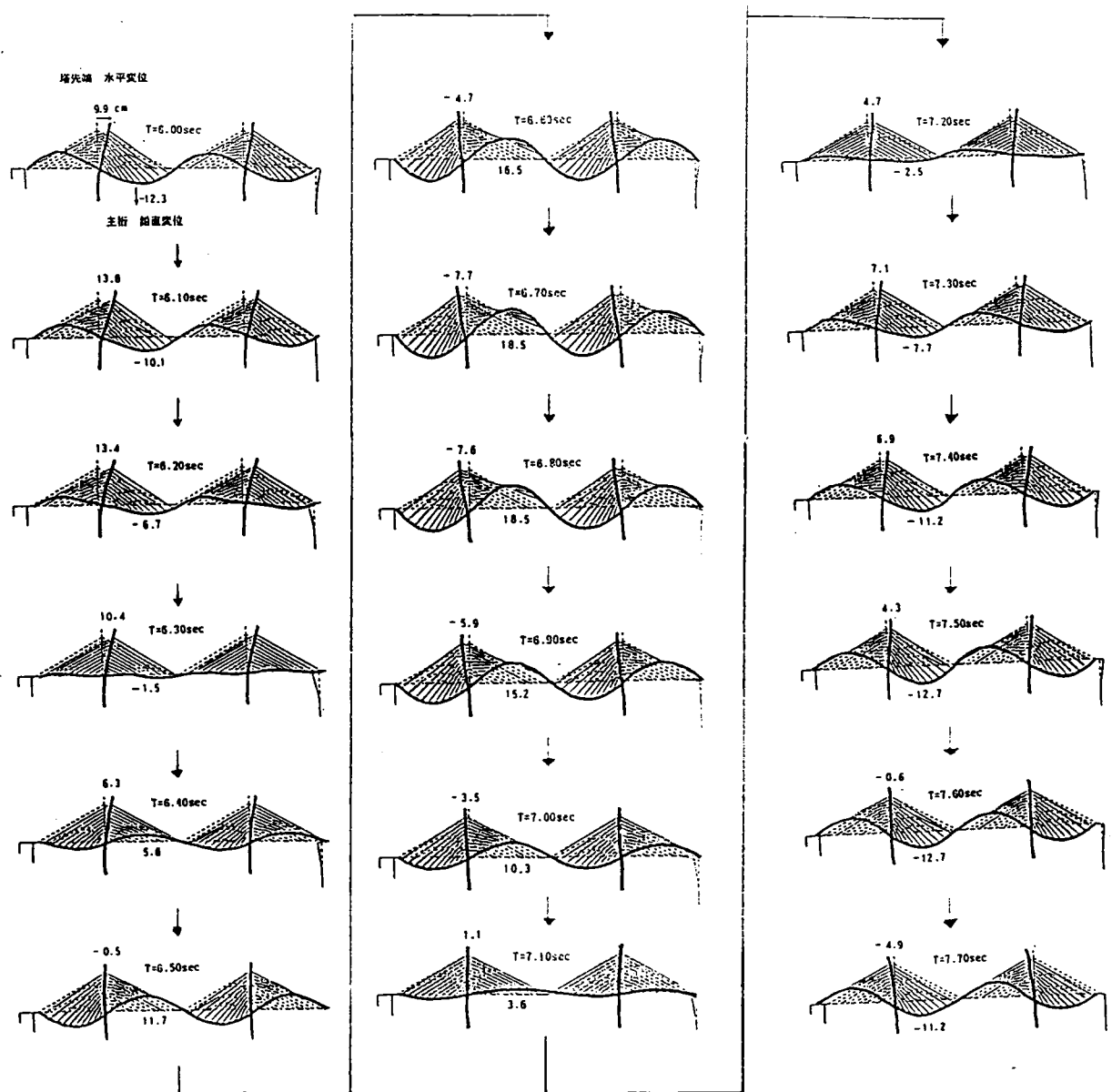


図-6.14 プレストレスト・コンクリート斜張橋の橋軸方向時刻歴応答変位図

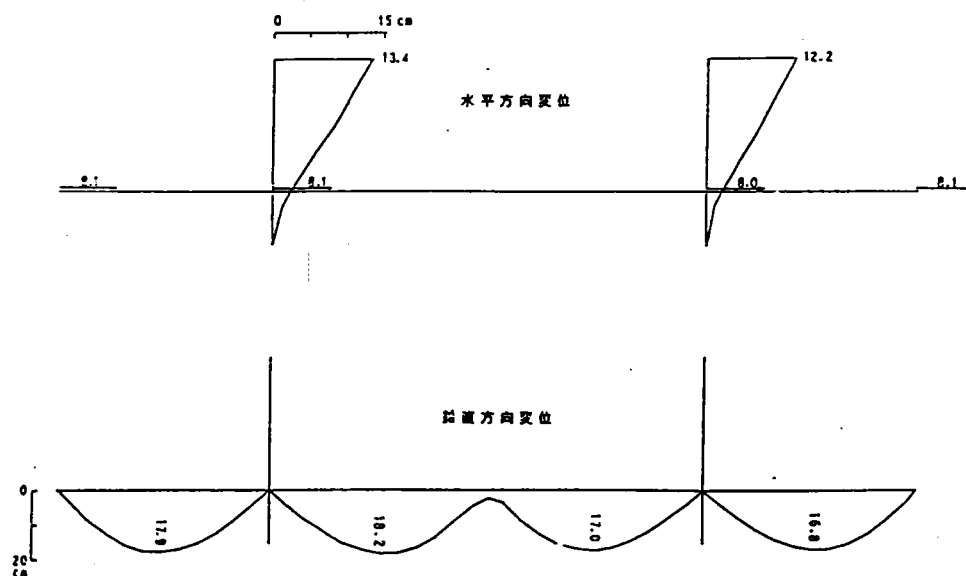
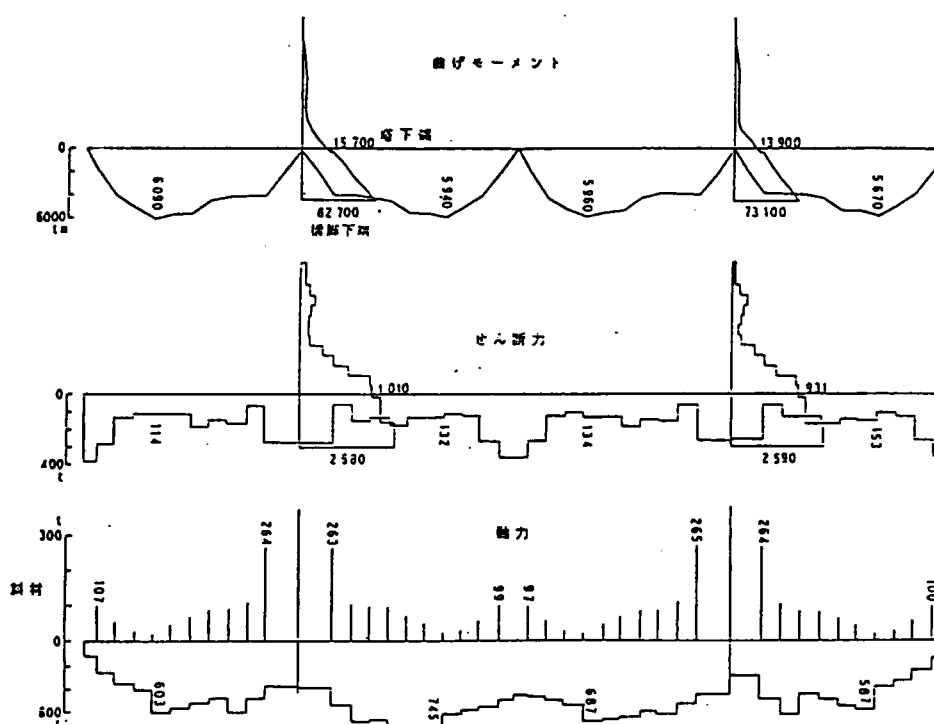


図-6.15 PC斜張橋の東海地震時最大変位応答図 (E<sub>toukai</sub>、死荷重含まず)



・塔、斜材の応答値は1本(1面)当たりとする。  
ただし、分布図においては塔の断面力を橋脚の  
2倍のスケールで描く。

図-6.16 PC斜張橋の東海地震時最大応答断面力図 (E<sub>toukai</sub>、死荷重含まず)

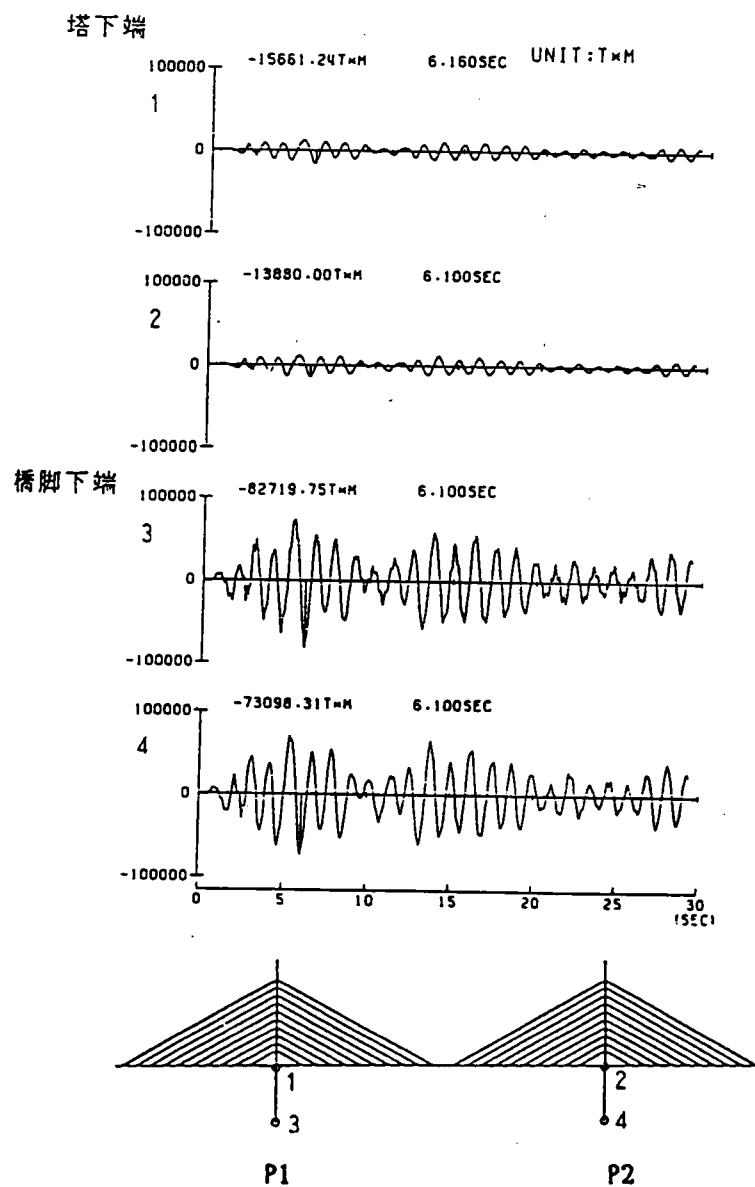


図-6.17 PC斜張橋の東海地震時橋脚の橋軸方向曲げモーメント時刻歴応答図

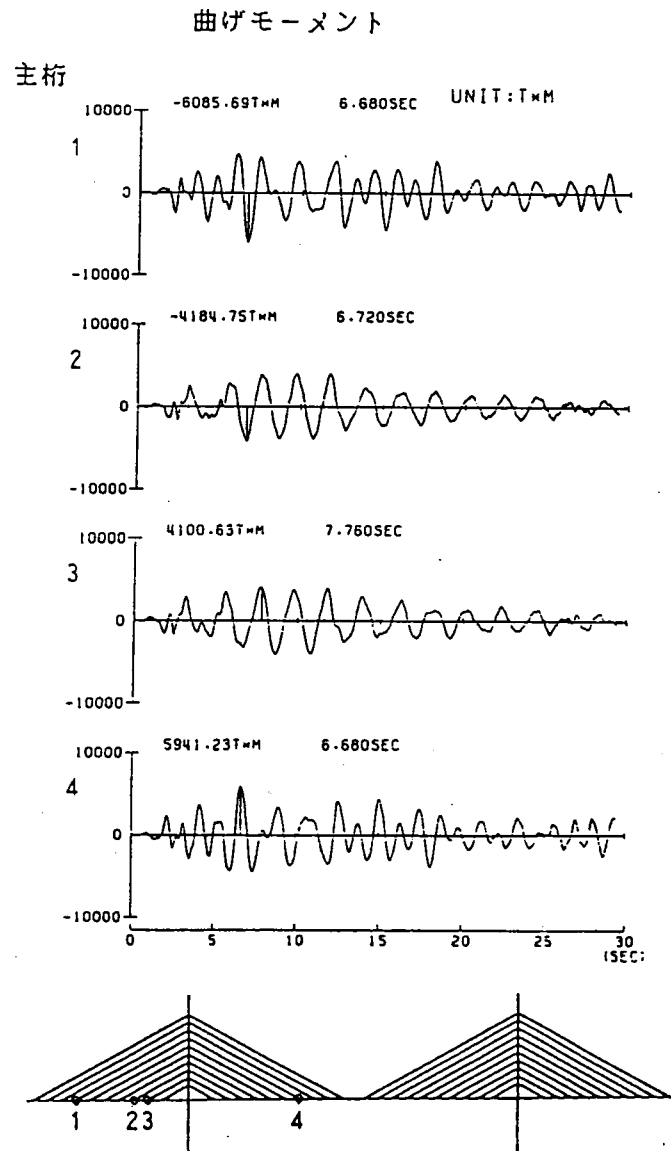


図-6.18 PC斜張橋の東海地震時主桁の橋軸方向曲げモーメント時刻歴応答図



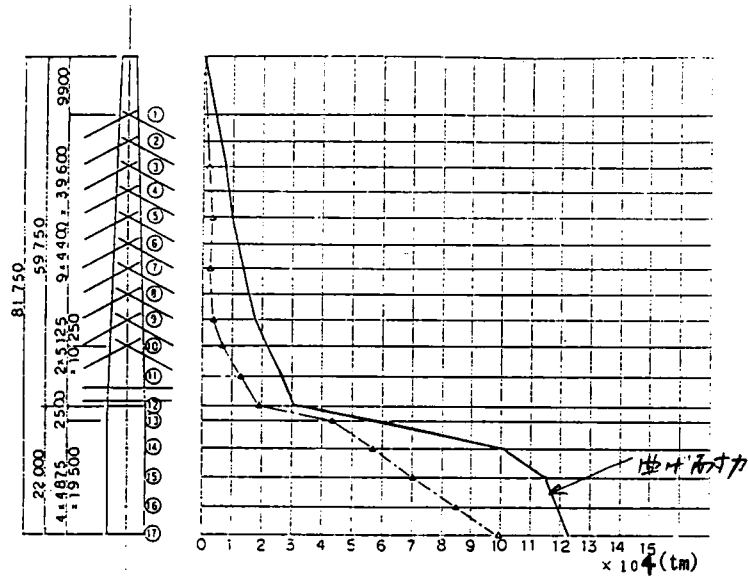


図-6.19 PC斜張橋の東海地震時主塔および橋脚の曲げ耐力

( $D + L_{60\%} + E_{\text{tokai}}$ 、活荷重載荷時、橋軸方向)<sup>1)</sup>

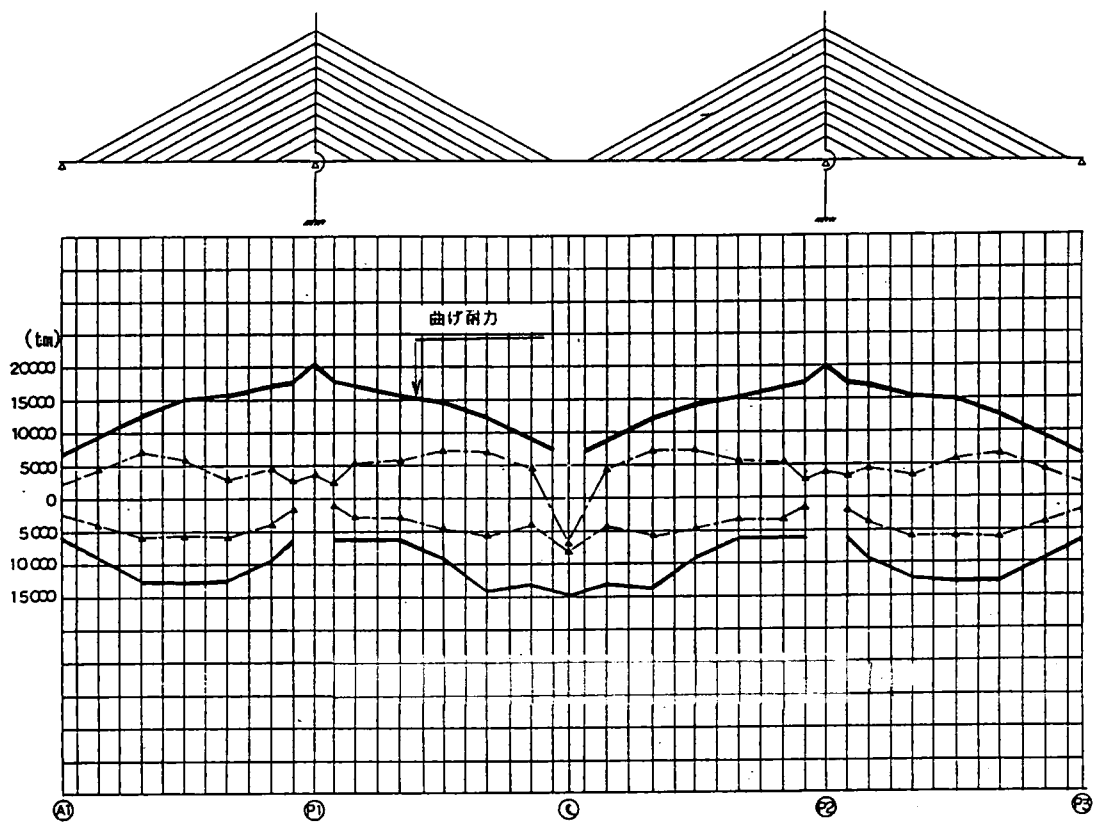
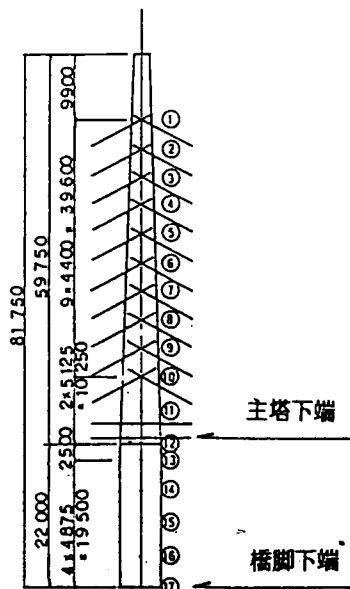


図-6.20 PC斜張橋の東海地震時主桁の曲げ耐力

( $D + L_{60\%} + E_{\text{tokai}}$ 、活荷重載荷時、橋軸方向)



主塔下端

橋軸方向  $l/d=14.8/5.84=2.5$  ( $l=H/S=17294/1169=14.8$ )

橋脚下端

橋軸方向  $l/d=30.3/6.50=4.7$  ( $l=H/S=91175/3013=30.3$ )

図-6.21 PC斜張橋の主塔部材形状の照査

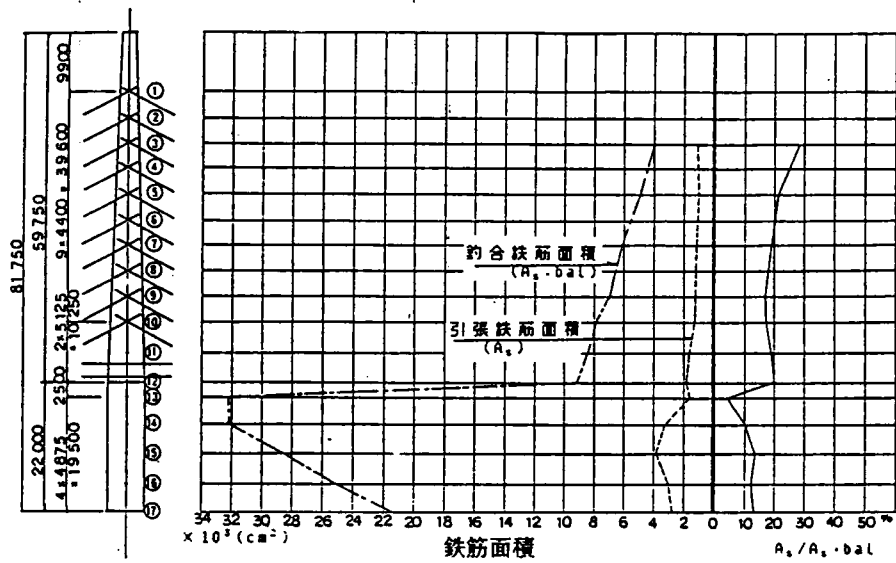


図-6.22 PC斜張橋の主塔軸方向鉄筋比の照査

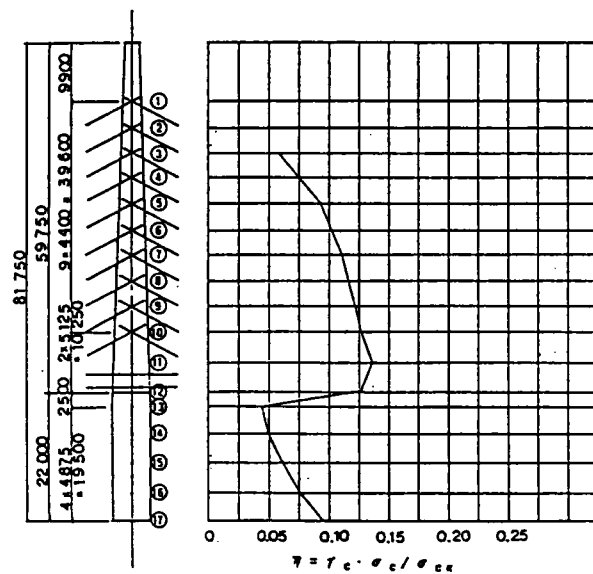
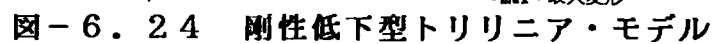


図-6.23 PC斜張橋の主塔軸方向圧縮応力度比の照査

22 000	81 750
4 148 75	59 750
25 00	9 440 00
19 500	39 600
25 125	9900
10 250	

Technical drawing of a wheel assembly. The drawing shows a side view of a wheel with a hub and spokes. To the left of the wheel, a vertical double-headed arrow indicates the rotation direction, labeled "旋轉方向". Below this arrow, the text "bw" is written. To the right of the wheel, the text "025 ctc 150" is written. Below the wheel, the text "022 or 025 ctc 150" is written, and below that, a box contains the text "bw".

$\Delta s$  : せん断補強筋の部材軸方向の間隔



#### 6. 4 橋梁の基盤入力地震応答解析による基礎と地盤の相互作用の影響の検討<sup>7)</sup>

6. 3で行なった応答スペクトル解析、時刻歴応答解析では基礎－地盤系を水平、鉛直および回転の3自由度ばね－質点系でモデル化したため基礎と地盤の動的相互作用をあまり考慮できなかった。本節では高次不静定橋梁であるプレストレスト・コンクリート斜張橋の基盤に地震波を入力して基盤より上方の表層地盤－橋梁全体系を地震応答解析することにより、基礎と地盤の動的相互作用およびそれに伴う有効入力について考察する。なお対象とする斜張橋は6. 3. 2で用いたものと同一の橋梁であり、その概略図を図－2. 6に示す。6. 3. 2の多点入力時刻歴応答解析は基礎と地盤の動的相互作用をあまり考慮することができないので、この結果を本節で行なう基盤入力による地震応答解析結果と比較することにより、橋脚位置の地盤条件が互いに異なるプレストレスト・コンクリート斜張橋の地震応答解析に及ぼす基礎と地盤の動的相互作用の影響について考察する。

##### (a) 基盤入力動的応答解析構造モデル

軸対称有限要素法でモデル化した剛体－基礎地盤系は、基礎の動的な挙動をほぼ再現できることが3. 4の振動試験のシミュレーションで確認されたのでP<sub>1</sub>橋脚、P<sub>2</sub>橋脚のニューマチック・ケーソン剛体基礎－地盤系はそれぞれ図－6. 25および図－6. 26に示すような軸対称有限要素法でモデル化する。この斜張橋の基盤は2. 3で述べたように明確に定義するのが困難であった。したがって2. 3における検討結果より基礎底面より基礎径の2倍ほど離れた地盤位置を入力境界面とし、そこに地震波を入力する。側面については基礎中心より20m離れたところに伝達境界を設ける。これは半無限に続く基礎建設前の自然地盤状態を近似的に表現するもので、その有効性は3. 4の基礎－地盤系の動的応答解析によるシミュレーションで確認されている。

ケーソン基礎から上の主塔、橋脚および上部構造の動的解析構造モデルは6. 3. 2で用いたものと同様である。

##### (b) 巨大地震の入力方法について

P<sub>1</sub>橋脚およびP<sub>2</sub>橋脚の入力境界面にそれぞれ図－2. 11、図－2. 12の下段に示す想定東海地震波を入力する。これは図－2. 5の(d)の東海地震波の振幅を地表面での反射を考慮して1/2としたものである。

地震応答解析は3. 3で定式化した動的サブストラクチャー法で行なう。

##### (c) 巨大地震時の減衰定数について

基礎－地盤系の巨大地震時の減衰定数としては図－2. 7に示す重複反射理論に基づく

等価線形解析プログラムSHAKEを用いて求めた東海地震時ひずみレベルの減衰定数を使用する。それらは $P_1$ 橋脚については図-2.9に、 $P_2$ 橋脚については図-2.10に入力境界面の深さを変化させて示されている。基礎径の2倍の距離を入力境界面とした場合の $P_1$ 橋脚、 $P_2$ 橋脚位置の減衰定数を図-2.9、図-2.10より取り出しそれらを図-6.25、図-6.26に示してある。

またケーソン基礎から上の減衰定数については、6.3.2の(c)で設定したものと同一の減衰定数すなわちプレストレスト・コンクリート主桁4%、鉄筋コンクリート橋脚および主塔5%、ニューマチック・ケーソン剛体基礎5%を採用する。

#### (d) 基盤入力時刻歴応答解析、多点入力時刻歴応答解析によるPC斜張橋の振動特性の比較

橋軸方向入力に着目して基盤入力および多点入力解析によるプレストレスト・コンクリート斜張橋の振動特性を比較する。 $P_1$ 橋脚、 $P_2$ 橋脚の基盤入力による基礎-地盤系の応答加速度と多点入力に用いた自然地盤での応答加速度のフーリエ・スペクトルをそれぞれ図-6.27、図-6.28に示す。基礎の影響で2Hz、4Hzの高周波数領域の加速度成分は自然地盤のそれに比べて小さくなっている。特にこの傾向は地盤条件が軟らかい $P_2$ 橋脚で顕著である。しかし橋梁の応答に影響を及ぼす1Hz前後の低周波数領域では両方の卓越振動数およびスペクトルの大きさはほぼ一致している。つまり図-6.25、図-6.26に示すような砂礫、玉石混じりの比較的良い地盤では、基礎の応答は基礎がない場合の自然地盤の応答とほぼ一致しているので、基礎と地盤の動的相互作用の影響を反映した有効入力はその基礎位置の自然地盤の地震波と大差ないと言える。また $P_1$ 橋脚と $P_2$ 橋脚の地盤の振動特性の相違は4Hz前後の高周波数領域において見られる。これは $P_1$ 橋脚位置の地盤の剛性が $P_2$ 橋脚位置の地盤の剛性に比べて大きく、高周波数領域での応答が増幅されやすいことによると考えられる。

6.3.2の結果より応答振幅が大きい箇所である主桁側径間中央点、中央径間1/4点および主塔頂部の基盤入力応答加速度のフーリエ・スペクトルを図-6.29に示す。主桁の応答加速度は0.47Hz、0.81Hzで卓越している。0.47Hzは6.3.2の多点入力解析モデルの固有値解析結果である表-6.4の1次モードである主桁の鉛直方向逆対称1次曲げ振動（固有振動数：0.467Hz）に対応しており、0.81Hzは4次モードである主塔の橋軸方向1次曲げ振動（固有振動数：0.851Hz）に対応している。多点入力解析においてもこの両振動数は6.3.2で述べたように卓越し

ており振動特性は基盤入力と多点入力で一致していることがわかる。

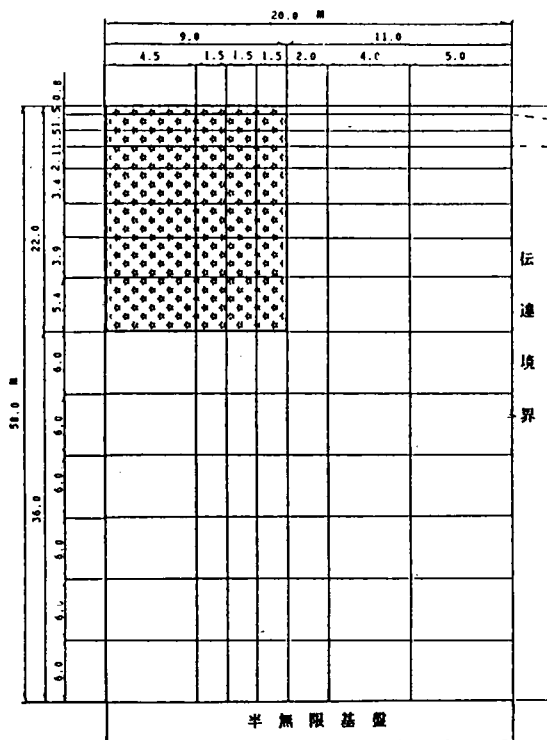
主塔の応答加速度は $0.81\text{ Hz}$ 、 $2.1\text{ Hz}$ が卓越している。これは表-6.4では4次モード（主塔の橋軸方向1次曲げ振動、固有振動数： $0.851\text{ Hz}$ ）、18次モード（固有振動数： $2.059\text{ Hz}$ ）に対応していることが刺激係数からもわかる。この場合も振動特性は基盤入力と多点入力ではほぼ一致している。また主塔 $P_1$ の応答において $4.8\text{ Hz}$ で卓越振動が見られるがこれは同橋脚基礎で見られた4H前後の卓越振動の影響と思われる。

#### (e) 基盤入力時刻歴応答解析、多点入力時刻歴応答解析によるPC斜張橋の応答値の比較

基盤入力と多点入力の応答値を比較するため、代表点における最大応答値を表-6.6に、最大応答値分布を図-6.30に示す。これらによれば加速度、変位および断面力の最大値は基盤入力によるものが全般的に大き目な値を与える。せん断力、軸力は大差ないが、 $P_1$ 主塔下端、 $P_2$ 橋脚下端の曲げモーメントは多点入力応答値に対してそれぞれ約27%、約22%とかなり大きくなっている。これは多点入力で用いたばね-質点系モデルではあまり考慮できない基礎-地盤系の動的復元力特性が振動数に依存しているため、それが上部構造の卓越振動モードに影響を与えているためと思われる。しかし基盤入力、多点入力解析による主塔下端および橋脚下端の曲げモーメントの時刻歴応答波形である図-6.31、図-6.32を見比べると、 $P_1$ 主塔下端の基盤入力による最大曲げモーメント $19870\text{ ton}\cdot\text{m}$ はわずかに1回のピーク値であり、その他のピーク値は $12000\text{ ton}\cdot\text{m}$ 程度である。さらに $19870\text{ ton}\cdot\text{m}$ は図-6.19に示すように6.3.2(b)の道路橋示方書平均応答スペクトルで設計した断面の曲げ耐力の範囲内にあり、かつその断面は6.3.2(f)で述べたように十分なじん性を有していることを考慮すれば、多点入力による最大応答値 $15700\text{ ton}\cdot\text{m}$ を使用して実用上支障ないと考えられる。 $P_2$ 主塔下端についても同様な結論を得る。他の断面力の比較についても同様なことが言える。

6.3と6.4の結果を要約すると、比較的良好な砂礫・玉石混じりの洪積世地盤（せん断波速度 $300\text{ m/sec}$ 程度）に建設される橋脚位置で地盤条件が異なるプレストレスト・コンクリート斜張橋の基盤入力による地震応答解析結果によると基礎と地盤の動的相互作用の影響は顕著でなく、その影響をあまり考慮できない時刻歴多点入力、時刻歴一様入力、応答スペクトル解析による結果と大差ないことがわかる。したがって、このような振動特性の複雑な高次不静定橋梁に対しても最も簡便なRSS法による応答スペクトル解析を用

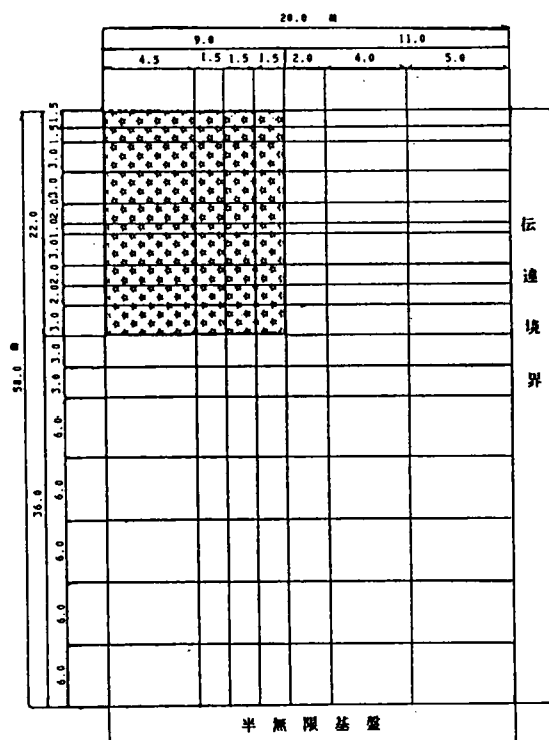
いて設計上差し支えないと判断される。



層厚 (m)	単位体積 重量 $\gamma_s$ ( $\text{t/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	減衰定数 D (G)	せん断波 速度 V
0.8	1.8	0.45	5.0	250
3.0	2.1	0.46	5.4	346
2.1	2.0	0.47	6.9	268
6.8	2.1	0.34	5.3	644
3.9	2.1	0.49	7.8	322
5.4	2.1	0.44	5.8	620
12.0	2.1	0.45	6.4	606
24.0	2.1	0.45	7.2	587

基礎底面より半無限基盤までの  
距離は基礎径の2倍とした。

図-6.25 PC斜張橋のP<sub>1</sub>橋脚の地盤条件およびそのモデル



層厚 (m)	単位体積 重量 $\gamma_s$ ( $\text{t/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	減衰定数 D (G)	せん断波 速度 V
3.0	2.1	0.44	5.0	300
12.0	2.1	0.35	5.5	522
4.0	2.0	0.46	9.4	251
15.0	2.1	0.48	7.7	396
24.0	2.1	0.48	8.6	381

基礎底面より半無限基盤までの  
距離は基礎径の2倍とした。

図-6.26 PC斜張橋のP<sub>2</sub>橋脚の地盤条件およびそのモデル



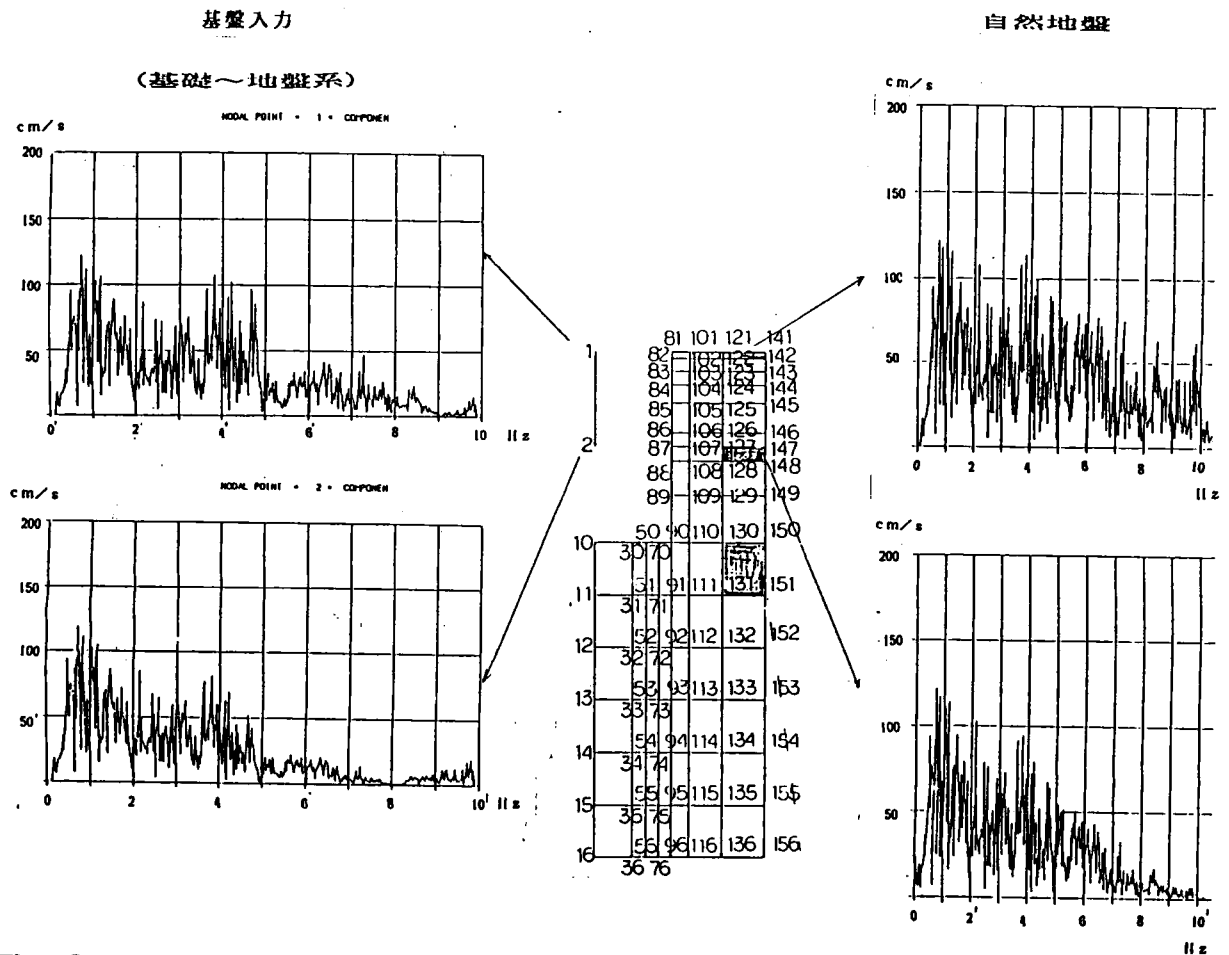


図-6.27 PC斜張橋のP<sub>1</sub>橋脚地盤、自然地盤の応答加速度のフーリエスペクトル

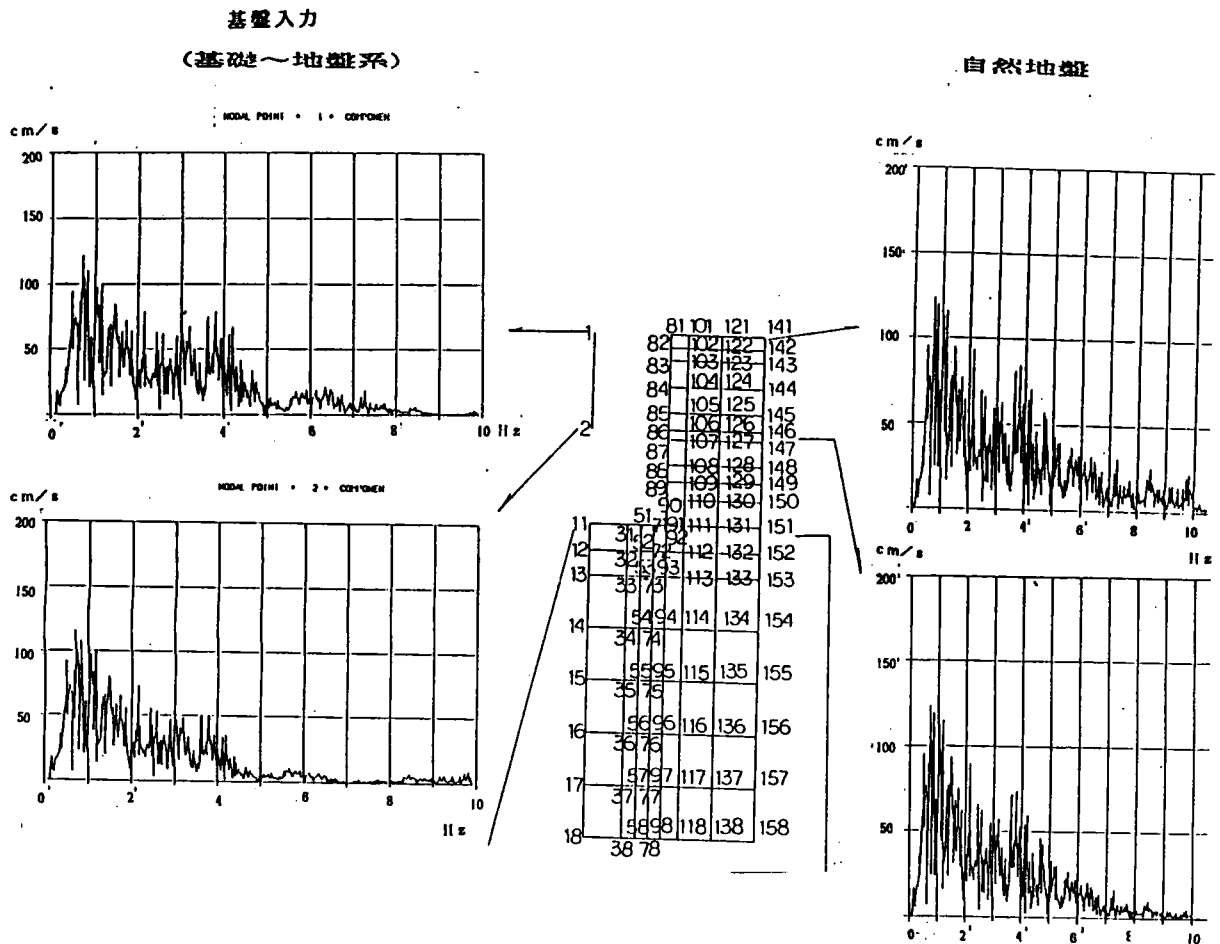


図-6.28 PC斜張橋のP<sub>2</sub>橋脚地盤、自然地盤の応答加速度のフーリエスペクトル

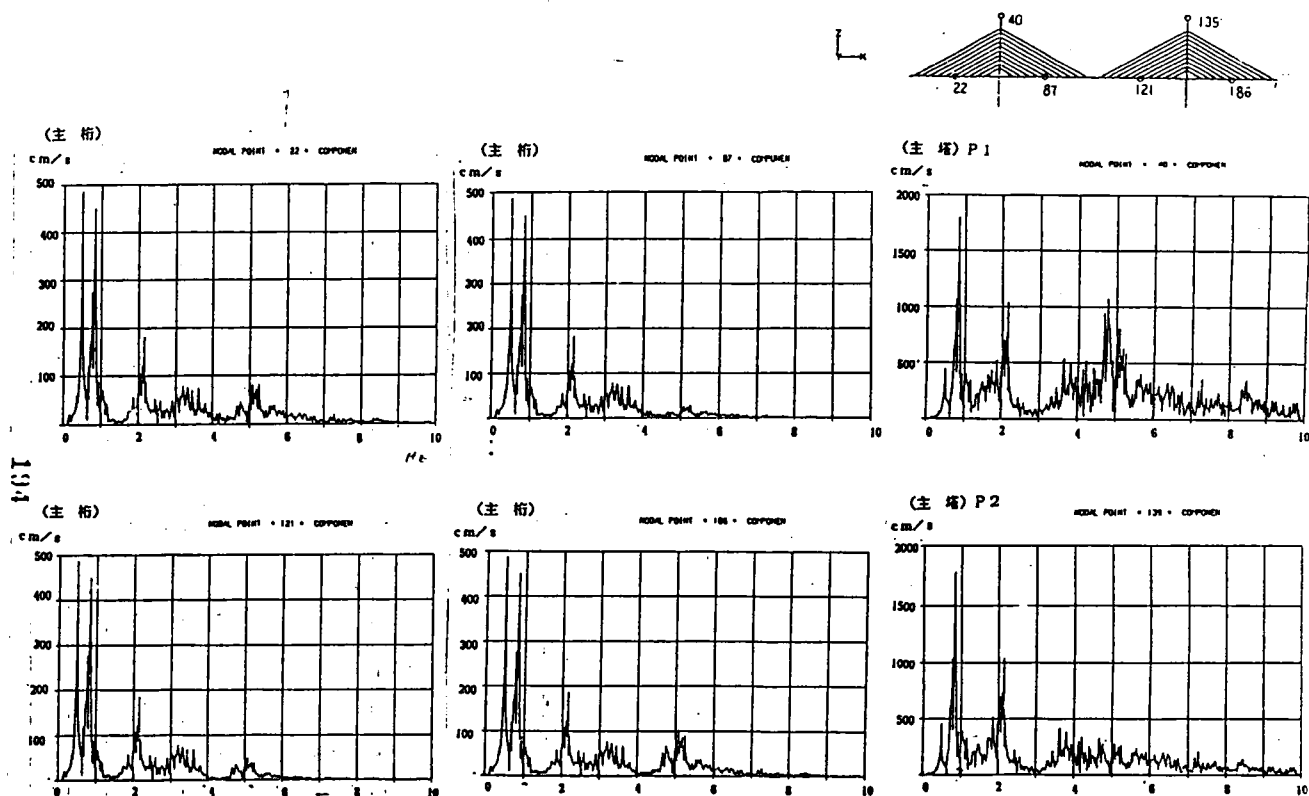
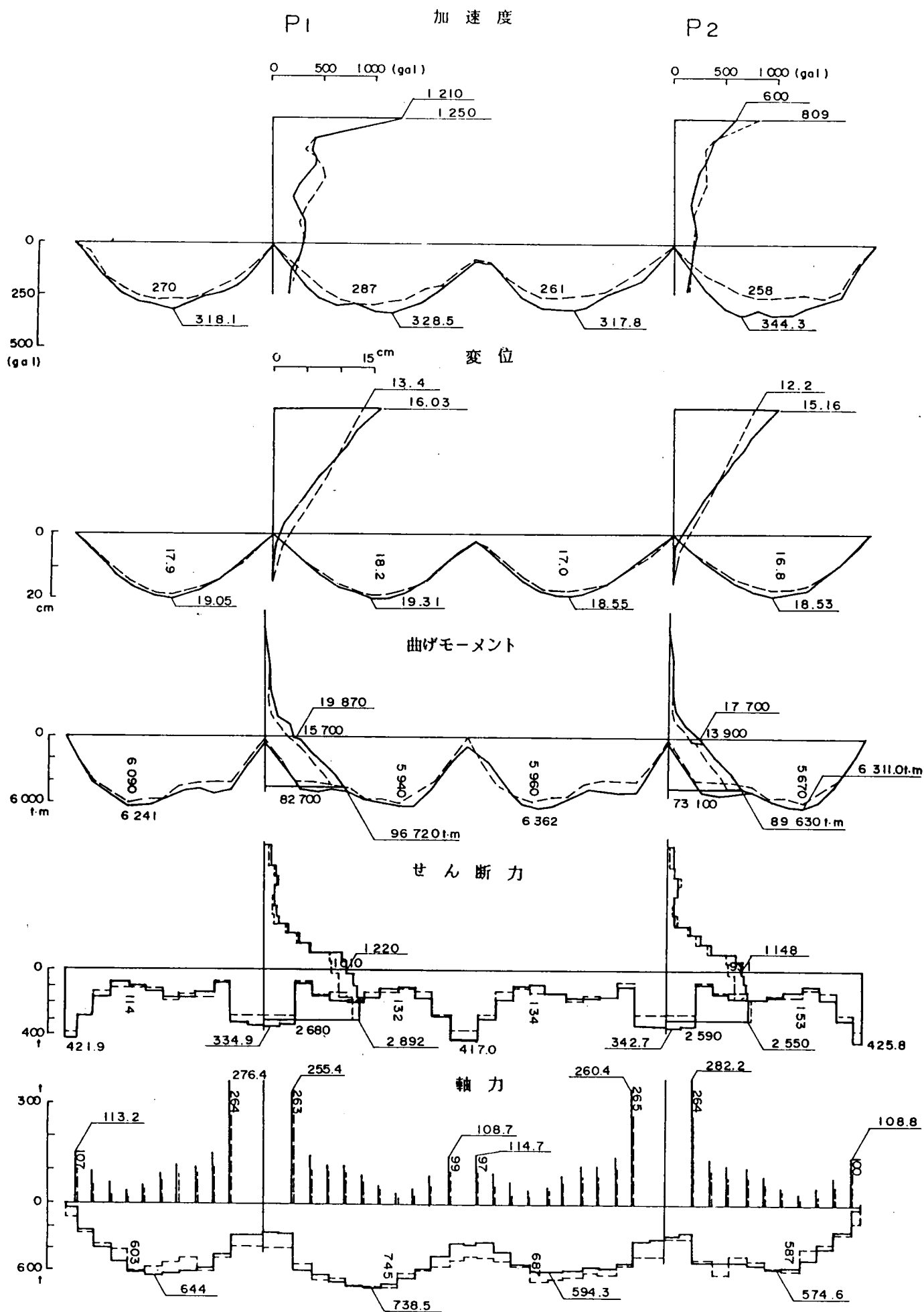


図-6.29 PC斜張橋の主桁主要点の基盤入力による応答加速度のフーリエスペクトル

表-6.6 PC斜張橋時刻歴多点入力、時刻歴基盤入力最大応答値比較表

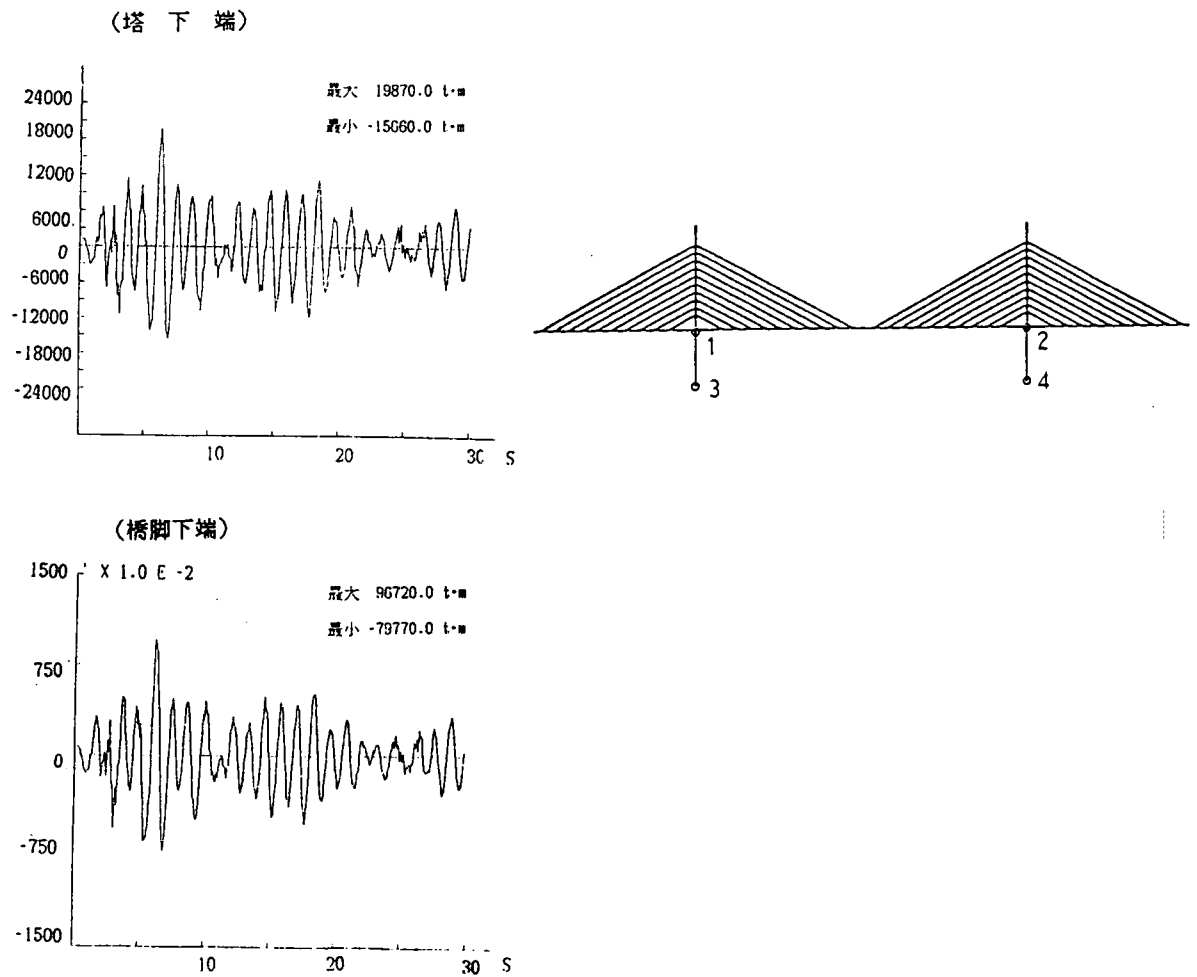
解 析 法			時刻歴 多点入力	動的解析 トラッカー法
塔下端	P1	H(Lm)	15700	19870
		S(t)	1010	1220
	P2	H(Lm)	13900	17700
		S(t)	931	1148
橋脚下端	P1	H(Lm)	82700	96720
		S(L)	2680	2892
	P2	H(Lm)	73100	89630
		S(t)	2590	2550
	P3	H(Lm)	23200	—
		S(L)	829	—
桁	側径間	Hmax(Lm)	6090	6308
		N (t)	603	644
	中央径間	Hmax(Lm)	5960	6364
		N (L)	687	739
最大斜材張力(L)			265	282
変 位 (cm)	塔先端	P <sub>1</sub>	13.4	20.7 (16.03)
		P <sub>2</sub>	12.2	19.5 (15.16)
	桁	水平	8.1	8.9
		鉛直	18.2	19.4
加 速 度 (gal)	塔先端	P <sub>1</sub>	1210	1250
		P <sub>2</sub>	809	600
	桁	水平	191	208
		鉛直	287	344

( ) : 橋脚下端における  
塔先端の相対変位

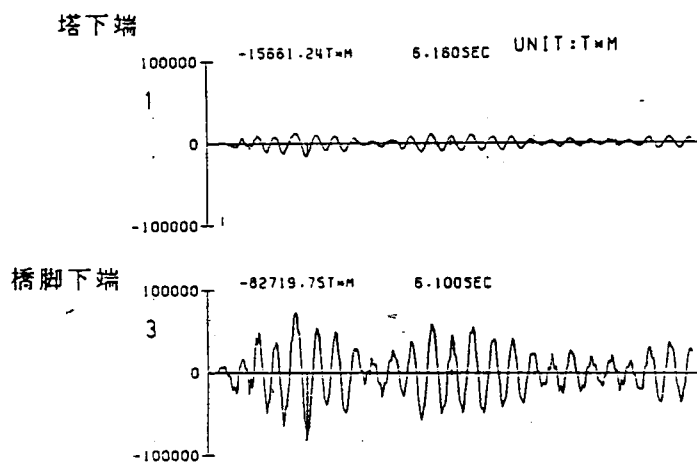


時刻歴多点入力 ..... 、時刻歴基盤入力 ———

図-6.30 PC斜張橋の多点入力解析と基盤入力解析の最大応答値分布図



図－6．3 1 PC斜張橋の基盤入力解析による応答曲げモーメント (P<sub>1</sub> 橋脚)



図－6．3 2 PC斜張橋の多点入力解析による応答曲げモーメント (P<sub>1</sub> 橋脚)

## 6. 5 修正震度法による高次不静定橋梁の耐震設計の適用性

応答を考慮した修正震度法が高次不静定橋梁の耐震設計に適用できるか否か、6. 3. 1 で用いたプレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋、6. 3. 2 で用いたプレストレスト・コンクリート斜張橋を対象に検討を行なう。

### 6. 5. 1 修正震度法によるプレストレスト・コンクリート斜張橋の耐震設計の適用性

6. 3. 2 ではプレストレスト・コンクリート斜張橋は、入力加速度  $200 \text{ gal}$  の道路橋示方書 2 種地盤平均加速度応答スペクトル、減衰定数上部構造 4 %、主塔および橋脚 5 %、基礎－地盤系 5 % で設計されたが、本節ではこのプレストレスト・コンクリート斜張橋を修正震度法で設計する。そしてこの結果を加速度応答スペクトル解析による応答値と比較することにより、修正震度法の適用性について検討する。

このプレストレスト・コンクリート斜張橋は表－6. 4 の固有値解析結果によれば、第 4 次固有周期  $T = 1. 175$  秒のモードで卓越振動する。修正震度法の応答倍率  $\beta_s$  として、道路橋示方書の補正係数を用いれば、 $\beta_s = 1. 25$  である。入力加速度  $200 \text{ gal}$  を設計震度 0. 2 に相当するものとすれば、修正震度は 0. 25 となる ( $1.25 \times 0.2 = 0.25$ )。一方、主塔の卓越振動である橋軸方向 1 次曲げ振動を表わす 4 次モードにおけるモード減衰は 4. 01 % であるので、道路橋示方書 2 種地盤平均加速度応答スペクトルにおける応答倍率  $\beta_a$  は  $\beta_a = 1. 2$  である。動的応答解析では 6. 3. 2 (d) に示すように 1 次モードも応答に影響を与えるので、修正震度法と加速度スペクトル解析の応答レベルの比較を厳密に行なうことは難しいが、このように卓越モードに着目すれば、応答スペクトル解析の方が応答倍率は若干小さい。

いま、応答スペクトル解析で決定した断面に応答を考慮した設計震度 0. 25 の修正震度法を適用すると主桁、主塔および橋脚の曲げモーメントはそれぞれ図－6. 33、図－6. 34 のようになる。上部構造では図－6. 33 に示すように修正震度法による曲げモーメントの分布性状は、動的解析結果と大幅に異なり、中間支点付近で動的解析結果よりも極端に大きく、支間中央付近では極端に小さい。また橋脚基部では図－6. 34 に示すように修正震度法による曲げモーメントは動的解析に比べて 2 倍弱大きく、その原因は明らかに両者の応答レベルのわずかな相違によるものではない。この原因として、1 次モードの影響も考えられるが、主たる原因は修正震度法の地震荷重載荷方法（部材要素の重量に応答を考慮した震度をかけたものを分布荷重として水平方向に作用させる。）によって得られる断面力が動的解析の応答断面力と異なるからである。

## 6. 5. 2 修正震度法によるプレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋の耐震設計の適用性

修正震度法と動的応答解析の応答値が異なる原因をさらに明かにするために、図-6. 1に示した高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋を考える。本橋は表-6. 2に示すように、1次モードのみが支配的である道路橋示方書1種地盤上の橋梁である。第1次固有周期は1. 3秒であり、応答倍率は道路橋示方書の補正係数 $\beta_s$ を使用して $\beta_s = 1. 08$ である。これに対し、第1次モード減衰約4%における応答倍率は $\beta_d = 1. 0$ であり応答倍率はわずかに修正震度法の方が大きい。地表面における震度は6. 3. 1 (b) に示したように

$$\nu_z \cdot k_o = 0. 18$$

であり、これに相当する入力加速度として道路橋示方書平均加速度応答スペクトル解析では入力加速度180galとする。

それぞれの方法による曲げモーメントを比較した図-6. 35によると、修正震度法の方が全般的に大きな断面力を与える。例えば $P_1$ 橋脚基部では最大25%程度修正震度法の方が大きい。また $P_1$ 橋脚、 $P_2$ 橋脚におけるモーメント分布も動的解析ではモーメントはほぼ均等に分担されているが、修正震度法では $P_1$ 橋脚に偏っている。このように1次モードのみが卓越する高次不静定橋梁においても、修正震度法は橋梁の動的な応答を十分には再現できないことがわかる。これは、修正震度法では1自由度系理論を拡張して、水平方向に応答を考慮した震度に相当する地震分布荷重を載荷して構造解析するためである。このように、プレストレスト・コンクリート斜張橋ばかりでなく、連続ラーメン橋のような1次モードだけが支配的なフレキシブルな高次不静定橋梁においても修正震度法を適用することは妥当でないことがわかる。

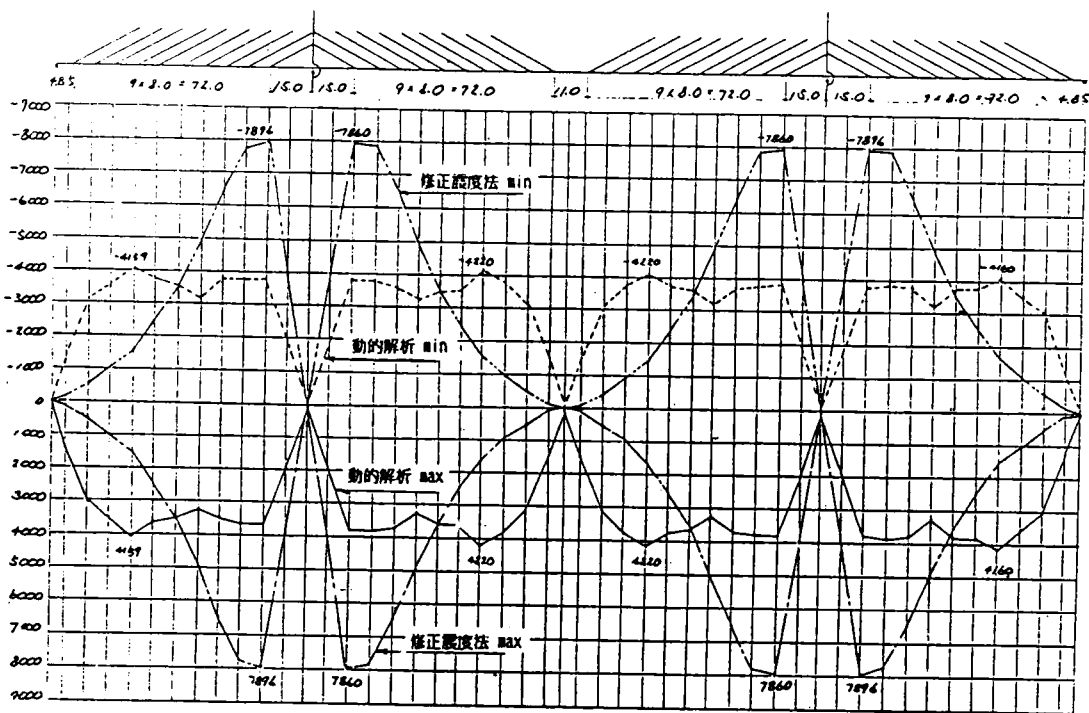


図-6.33 修正震度法と応答スペクトル解析によるPC斜張橋の主桁曲げモーメント  
(橋軸方向)

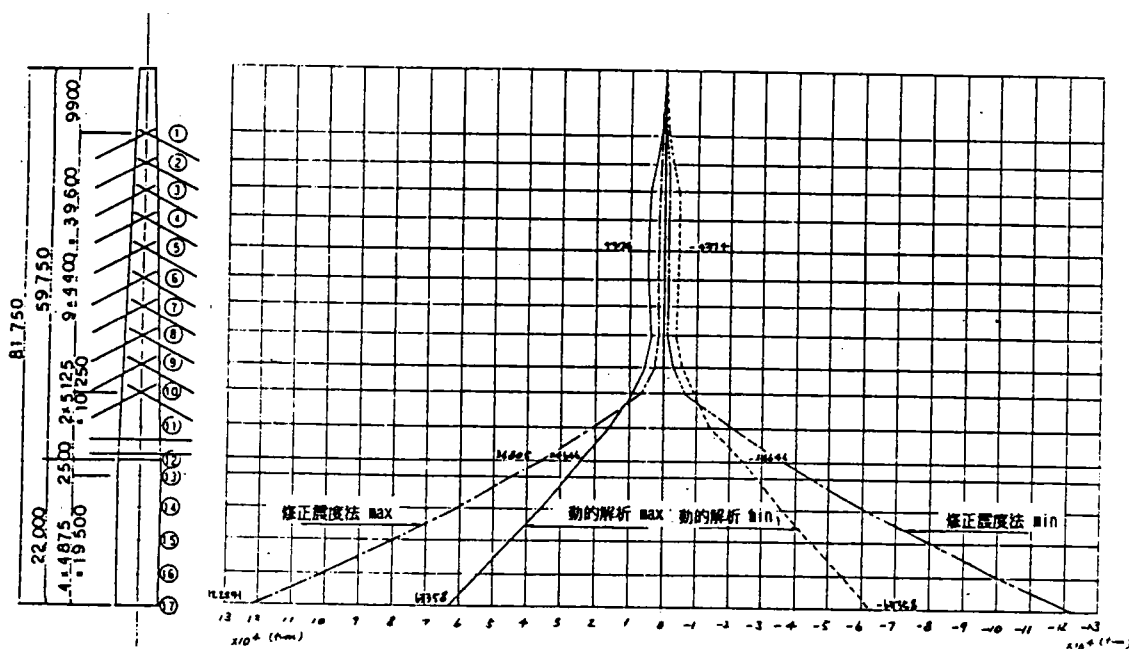


図-6.34 修正震度法と応答スペクトル解析によるPC斜張橋の主塔、橋脚曲げモーメント  
(橋軸方向)

曲げモーメントの比較（橋軸方向地震力のみ）  $t \cdot m$

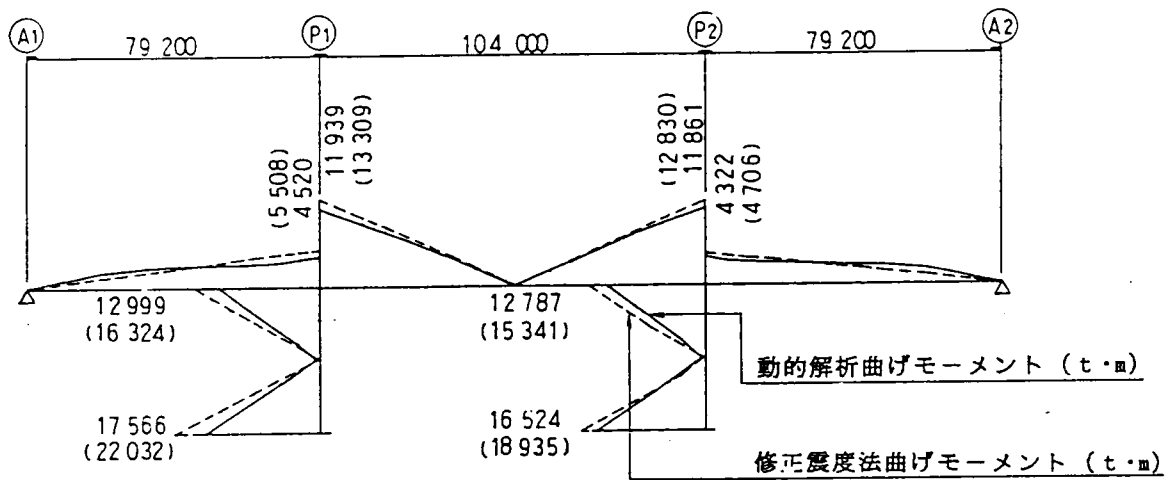


図-6.35 修正震度法と応答スペクトル解析によるPC連続ラーメン橋の曲げモーメント（橋軸方向）



## 6. 6 結語

比較的地盤条件のよい洪積世地盤（せん断波速度300m/sec程度）に建設されるフレキシブルな高次不静定橋梁の耐震設計について、次のような結論を得た。

- ①各橋脚位置の地盤条件があまり変わらない場合、時刻歴応答解析と応答スペクトル解析の結果は大差なく、フレキシブルな高次不静定橋梁は応答スペクトル解析（RSS法）で設計できる。
- ②各橋脚位置の地盤条件が多少異なっても地盤種別が同じであれば、代表地点の加速度応答スペクトルを用いて行なった地震応答解析結果は多点入力による時刻歴応答解析結果とあまり変わらず、フレキシブルな高次不静定橋梁は応答スペクトル解析（RSS法）で設計できる。
- ③上記の地盤条件のもとでは基礎と地盤の動的相互作用の影響は顕著でなく、橋梁の地震応答に与える影響は小さいので設計上考慮する必要はない。
- ④基礎－地盤系、水平、回転、鉛直の3自由度ばね－質点系モデルの減衰定数5%は基盤入力の応答値と比較して、実用上十分な断面力を与える。
- ⑤高次不静定橋梁を修正震度法で設計するのは適当でない。
- ⑥道路橋示方書に基づいた平均応答スペクトルを入力とし許容応力度法で設計した橋梁は石橋モデルが妥当であれば、東海地震に対して安全である。

参考文献（第6章）

- 1) Ray W. Clough/Joseph Penzien, Dynamics of Structures, McGraw-Hill  
pp. 575～pp. 578, 1975
- 2) 小野正二・角谷務・佐伯光昭；東名改築区間の長大橋梁の耐震設計について  
（その1）、昭和61年度土木学会第41回年次学術講演会概要集第1部  
pp. 1121～1122、1986年11月
- 3) 山村信道・中垣亮二；スペクトル法による特定地震の応答解析、橋梁と基礎、  
pp. 1～pp. 9, 1984年5月
- 4) 土木学会コンクリート標準示方書；pp. 96～pp. 97, 昭和61年10月
- 5) 山田善一・家村浩和；高架橋の動的破壊規範と弾塑性耐震設計法に関する調査研究、  
昭和57年度 受託研究報告書、財団法人防災研究協会、昭和58年3月
- 6) 日本建築学会；建築耐震設計における保有耐力と変形性能、pp. 199, 1981年  
6月
- 7) TAKEMIYA, H., KADOTANI, T., SAEKI, M., MORI, A.; SEISMIC ANALYSIS OF A CABLE STAYED  
3-SPAN CONTINUOUS BRIDGE WITH EMPHASIS ON SOIL-STRUCTURE INTERACTION,  
The Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wairakei, New Zealand  
pp. 201～212, Aug., 1987

## 第 7 章 結 論

本研究から得られた成果は次のようである。

### (1) 基礎－地盤系のモデル化について

剛体基礎－地盤系の動的挙動は、軸対称有限要素法動的解析で再現できることが微小変形の範囲内であるが、振動試験により確認できた。しかし、剛体基礎に適用した軸対称有限要素法動的解析、杭基礎に適用した弾性波動論に基づくグループ・パイル法および軸対称円筒モデル有限要素法は動的復元力特性を用いた周波数領域の解析であるため、慣用的で簡便な水平、回転、鉛直の 3 自由度ばね－質点系モデル（1 つの質点でモデル化した基礎の減衰定数はダッシュポット・タイプとする。）のモード解析法にその成果を導入するため、動的復元力特性の実部（剛性）と虚部（減衰）を別々に評価した。

すなわち、実部の地盤卓越周期  $T_0$  おける値（地盤の固有円振動数  $\omega = 0$  の値と大差ない場合は  $\omega = 0$  における値）を有限要素法静的ばね定数と称し、これを換算ばね定数とした。

このようにして求めた換算ばね定数と載荷試験による変形係数に基づいたばね定数（道路橋示方書の方法）を比較すると、剛体基礎、杭基礎とも変形係数による方法のばねが軟らか目である。これは変形係数を求める際の地盤のひずみレベル（ $10^{-2} \sim 10^{-1}$ ）と地震時ひずみレベル（ $10^{-4} \sim 10^{-3}$ ）の相違が第 1 の原因であり、第 2 の原因としては、載荷試験に基づいた変形係数による方法は、基礎と地盤の接触面の地盤反力係数で基礎－地盤系をモデル化する常時の設計法を踏襲して換算ばねを設定しており、地震時基礎－地盤系の特徴である基礎近辺地盤全体まで含めた基礎の動的挙動を考慮していないためである。しかし、両者についてはかなり相関性があり、地盤条件砂礫、玉石混じりの剛体基礎換算水平、連成、鉛直ばね定数は道路橋示方書ばね定数の 2～5 倍、換算回転ばね定数は 3～10 倍大きい。同様な地盤の杭基礎については、最も支配的な換算水平ばねは道路橋示方書ばねより 2 倍程度大きい。なお、杭基礎に関しては、この比率は軟弱地盤中の杭については、ほぼ 1：1 となった。

弾性波動論に基づいたグループ・パイル法による換算地盤ばね定数は、後藤らによる振動試験の動的応答解析によるシミュレーションによってその妥当性が確認されている円筒モデルと同様な結果を得るので、ばね定数に関しては間接的にグループ・パイル法の妥当性が推測されるが、杭基礎－構造物の振動特性、減衰特性をグループ・パイル法で十分表現できることを確認するためには、剛体基礎と同様に振動試験を行ない共振曲線をこの方

法でシミュレーションすることが今後必要である。

## (2) 動的解析構造モデルと基礎の減衰定数について

基礎－地盤系を2自由度（水平、回転）または3自由度（水平、回転、鉛直）のばね－質点系で、橋脚および上部構造をせん断変形を考慮した梁で集中質点系にモデル化した動的解析モデルを作成し、モード解析法で橋梁振動試験の共振曲線、それより変位振幅の大きい自由減衰振動曲線をシミュレーションした結果、解析モデル、解析手法は橋脚、上部構造では微小振動ではあるが妥当であることが確認できた。しかし、基礎－地盤系はばね－質点系モデルでは十分と言えるまでにはシミュレーションできなかった。この解析モデルより、モード減衰を求め、運動またはひずみエネルギー比例減衰の考え方で上部構造、橋脚、基礎－地盤系の減衰定数を推定すると、上部2%、橋脚3%、基礎－地盤系5%～11%以上であったが、基礎－地盤系はばね－質点系モデルでは誤差が生じるので安全側を期待して応答の大きくなる最小の減衰定数5%を採用した。

基礎と地盤の動的相互作用を考慮できる基盤入力による動的応答解析値と、基礎の減衰定数を5%とした時の基礎と地盤の動的相互作用をあまり考慮できないばね－質点系モデルの応答値を比較した結果、ばね－質点系モデルは桁、橋脚および基礎頂部の断面力について実用上十分適用できることが確認できた。

## (3) 入力方法について

入力方法については、厳密解に最も近い値として、基礎と地盤の動的相互作用を考慮できる基盤入力による橋脚基礎－地盤系軸対称有限要素法モデル時刻歴応答解析結果を採用した。その結果と、基礎と地盤の動的相互作用をあまり考慮できない3種類の入力方法、すなわち各々の基礎重心位置に基礎建設前の自然地盤応答を多点入力し時刻歴応答解析を行なったもの、各々の重心位置に代表点の自然地盤応答を一様に入力し時刻歴応答解析を行なったもの、各々の重心位置に代表点の自然地盤応答の加速度応答スペクトルを入力し応答解析を行なったものとを比較し、この中で最も簡単な加速度応答スペクトル解析で断面力、変位とも設計上十分な精度を有していることがわかった。ただし、地盤条件は良好な玉石混じり砂礫質洪積世地盤でせん断波速度は300 m/sec 程度である。

## (4) 地震時の減衰特性について

振動試験結果によると微小振動の範囲内ではあるが、振幅が大きくなるにつれて概ね減衰定数も大きくなることが確認できた。地震時にはさらに弾性域においても鉄筋コンクリート部材引張側における微小なクラックの発生等によりさらに振動エネルギーの吸収が行

なわれることが予想できる。振動試験の減衰定数をどこまで大きくするかは実橋の強振記録を動的応答解析でシミュレーションする必要があるが、卓越周期が1秒以上の橋梁の大地震の際の応答波形は現在のところ得られていない。減衰定数の振幅依存性、相沢らが行なった卓越周期1秒以下の橋梁の地震応答記録の動的応答解析によるシミュレーションでもその大多数の減衰定数は3%以上であること、かつ経済性も考慮して許容応力度法による設計では減衰定数は上部鋼構造3%、上部プレストレスト・コンクリート構造4%、鉄筋コンクリート橋脚5%、剛体基礎5%とした。しかし、比較的長周期の橋梁における減衰特性は実地震記録により確認できていないので、なんらかの形で振動試験に基づく減衰定数での橋梁の耐震性を確認する必要があると判断し、振動試験に基づく減衰定数上部鋼構造またはプレストレスト・コンクリート構造2%、鉄筋コンクリート橋脚3%、剛体基礎5%でも応答断面力は部材の終局耐力以下でありかつ部材は十分なじん性を有していることを照査することにした。

減衰定数を小さく仮定すると、橋梁は耐震上より安全となるが、多額の建設費を伴う。したがって、橋梁の動的設計を経済的に行なうためには、本論文のジャッキ試験のような大きい応答振幅の得られる振動試験、地震観測等によりできるだけ減衰定数を正確に把握し、どこまで大きい値を採用できるか検討することは今後の課題である。

#### (5) 修正震度法の適用性について

プレストレスト・コンクリート斜張橋や高橋脚プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋に対して、動的解析を行なった結果と修正震度法（道路橋示方書による。）の結果を比較すると、修正震度法では発生断面力の大きさや分布性状が動的解析結果と大幅に異なり、きわめて不経済な設計となることがわかった。1自由度系理論に基づいた修正震度法を卓越周期1～2秒の比較的フレキシブルな高次不静定橋梁に適用することは妥当でないと言える。

#### (6) 巨大地震に対する道路橋示方書平均応答スペクトルの適用性について

本論文では、巨大地震として東海地震を想定し、その頻度を考慮してそれによる発生断面力は部材の終局耐力内であり、かつ部材は十分なじん性を有すればよいとした結果、平均応答スペクトル入力、許容応力度法で設定した断面で東海地震に対して十分安全であり、格段補強なり断面変更する必要はなかった。つまり、道路橋示方書平均応答スペクトル、設計震度に相当する入力加速度で動的設計した道路橋は、橋梁上が渋滞しているときに東海地震が発生しても、コンクリートにクラックが発生する程度で、橋梁上の通行には全

く支障がないと言える。ただし、これは第2章で適用した距離減衰式および石橋モデルによる東海地震を想定した場合の結論である。

橋梁の動的解析を簡便に行なう上での仮定、つまり地震動の基礎構造物への入力方法、基礎－地盤系のモデル化、橋脚および上部構造のモデル化、減衰定数について主としてフレキシブルな高次不静定橋梁を中心に検討を行ない、できるだけ簡便かつ実用的な動的解析条件を追求した結果、次のような方法で動的解析を行なえば、比較的地盤条件のよい（せん断波速度300m/sec程度）場所に建設される橋梁の動的特性を設計に実用上十分に反映できることが検証できた。

- ①剛体基礎では基礎重心位置に、杭基礎ではフーチング基礎底面中心位置に基礎建設前の自然地盤地震動を入力する。
- ②基礎－地盤系は水平、回転および鉛直の3自由度を有するばね－質点系モデルとする。
- ③基礎－地盤系の換算ばね定数としては、基礎－地盤系を有限要素法または弾性波動論でモデル化して得られる振動数依存型の動的復元力特性において円振動数 $\omega = 0$ または地盤の卓越周期 $T_g$ での実数部の値を用いる。
- ④基礎－地盤系の換算ばね定数は道路橋示方書に基づくばねと相関性があり、代表的基礎－地盤系について換算ばね定数を求めれば、地盤条件が類似した箇所の換算ばね定数は道路橋示方書に基づくばねから推定できる。
- ⑤橋脚および上部構造はせん断変形を考慮した梁要素し、集中質点または整合質量でモデル化する。
- ⑥地震応答解析は加速度応答スペクトルによるモード解析法とする。
- ⑦橋脚および上部構造の減衰定数は2種類設定し、上部鋼構造またはプレストレスト・コンクリート構造2%、鉄筋コンクリート橋脚3%、剛体基礎5%で解析した場合の発生断面力は、断面の終局耐力の範囲内にあるものとする。さらに、上部鋼構造3%、上部プレストレスト・コンクリート構造4%、鉄筋コンクリート橋脚5%、剛体基礎5%で解析した場合は許容応力度法による設計を行なう。（本論文では、道路橋示方書に規定された許容応力度を採用した。）
- ⑧部材は十分なじん性を有するものとする。（本論文では、土木学会コンクリート標準示方書耐震構造細目に準拠した。）

最後に橋梁の耐震設計に関して今後に残された課題と展望について述べる。

道路橋の型式は特に長大橋については、ここ20年程の間に著しい変貌を遂げた。鋼橋の単純桁を橋軸方向に何連も並べた長大橋は橋面上の伸縮装置の不陸による車両の走行性がよくないことと地震時に比較的落橋しやすい構造であることから連続桁構造へと変わっていった。連続桁橋では地震時の橋軸方向の水平力は一基の橋台または橋脚でとる構造であった。しかし、橋脚高さが50mにも及ぶ高橋脚群からなる大きな谷を横過する連続橋や橋脚および基礎構造の大きさが制限されることが多い都市高速高架橋を建設する時代に入ってから、それらの橋梁の一基の橋台または橋脚では地震時の橋軸方向水平力を支えきれず、必然的に複数の橋脚でその水平力を分担する構造（多脚固定方式）が採用されてきた。その傾向は騒音が少なく塗装等の維持管理の必要性が少ないプレストレスト・コンクリート橋がその技術の発展に伴い長大橋に好んで用いられるようになってから一層顕著になった。なぜなら、プレストレスト・コンクリート橋は鋼橋に比べて重量があるので多脚固定で地震力を分散させる必要が益々生じるからである。このようにしてここ数年プレストレスト・コンクリート連続ラーメン橋が数多く建設されるようになった。さらにこの重いプレストレスト・コンクリート上部構造を軽くし、より長大支間に適用したプレストレスト・コンクリート斜張橋もここ2、3年全国各地で積極的に建設されている。このようにフレキシブルな高次不静定橋梁が一般的になった現在においても、その耐震設計は1点固定方式を念頭においた1自由度系の応答に基づいた修正震度法が適用されているのが現状である。著者は本研究で明らかにしたように修正震度法は高次不静定橋梁の動的挙動を満足に再現することができず、一般に動的解析に比べてかなり大きい橋脚基部断面力を呈することが多い。つまり修正震度法で決めた断面を動的解析で照査する現状の設計法では、橋脚断面が必要以上に大きくなり、不経済となるばかりか高次不静定橋梁のフレキシブルな特性を生かすことができず、設計が不可能になる場合がある。したがって、高次不静定橋梁の耐震設計にあたり、その断面は最初から動的解析で決めるのが妥当である。つまり柔構造として初めて高層ビルの建設が可能になったように、高次不静定橋梁も柔構造として動的設計を行なうことにより益々長径間で径間数の多い大規模な高次不静定橋梁が建設されるであろう。それには巨大地震に対する橋梁の照査が不可欠である。

本論文では東海地震で断面は決まらなかったが、発生頻度の低い巨大地震で断面が決まる場合には、巨大地震時の橋梁の実際の動的挙動に基づいて塑性域まで考慮した解析を行

ない、弾性解析による応答断面力を低減し、経済設計を行なう必要がある。静定構造の橋梁の場合、山田らによって与えられている等価減衰定数<sup>1)</sup>

$$h_{eq} = 0.02 + 0.4 \left( 1 - 1/\sqrt{\mu_a} \right)$$

をパラメーターとした非線形平均変位応答スペクトルを用いることにより塑性域を考慮して巨大地震に対する断面の変形性能を照査することができる。しかし不静定橋梁ではこのように簡単に断面の変形性能を照査することができず、時刻歴弾塑性応答解析を行なって断面を照査する必要がある。この方法は時間と費用がかかり本論文で取り扱った一般的な高次不静定橋梁に適用するのは実用上適切でない。高次不静定橋梁であっても巨大地震時に塑性域になる断面を決定することができ、エネルギー吸収がその断面で行なわれることにより応答が逓減され、他の断面は弾性範囲内であれば解析は簡単になるであろう。このような振動特性を有する橋梁構造とするためには、近年建築構造物に適用され始めたエネルギー吸収型の免震構造を橋脚に適用することが考えられる。しかし建築構造物に比べて応答断面力が大きく大規模な装置が必要なこと、橋梁の耐用年数中に劣化した場合その取り替えが交通止め等を伴う可能性があること等問題点も多い。これらの問題点が解決されれば、巨大地震で断面が決まる高次不静定橋梁はエネルギー吸収型の免震構造を使用することにより経済的な耐震設計ができるであろう。



## 参考文献（第 7 章）

- 1) 山田善一・家村浩和；高架橋の動的破壊規範と弾塑性耐震設計法に関する調査研究、昭和 57 年度 受託研究報告書、財団法人防災研究協会、昭和 58 年 3 月

## 謝 辞

本研究を遂行するにあたり、終始暖かい御指導と御鞭撻を賜った京都大学工学部山田善一教授に対し、深甚なる謝意を表するものであります。

京都大学防災研究所土岐憲三教授には本論文を通して学問の深遠さと厳しさを教えて頂きました。深謝の気持ちを込めて厚くお礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり、適切な御指導と御助言を頂いた京都大学工学部家村浩和助教授に深く謝意を表するものであります。

本研究をまとめるにあたり御指導と御助言を頂いた岡山大学工学部竹宮宏和教授、建設省土木研究所川島一彦耐震研究室長、日本道路公団小野正二滝川工事事務所長に深く謝意を表します。